

**République algérienne démocratique et populaire**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**Université Mohamed Boudiaf- M'sila**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



---

**Département de Génie Civil**  
**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE**  
**En vue de l'obtention du diplôme de :**  
**MASTER ACADEMIQUE**  
**En Génie Civil**  
**Option : Structures**  
**Intitulé:**

**Calcul des poteaux métalliques**  
**Selon le règlement Algérien C.C.M.97**

**Présenté :** Mlle Ghellabe zoulikha

**Soutenu devant le jury composé de :**

KHMISSA MOHAMED	Université de M'sila	Président
TITOU MESSAOUD	Université de M'sila	Rapporteur
HAMITOU CHE AMAR	Université de M'sila	Examineur
TALAH ELNAWI	Université de M'sila	Examineur

*Année Universitaire : 2017 / 2018*

N° d'ordre : GC/...../2018

## REMERCIEMENTS

«من لم يشكر الناس لم يشكر الله»

Au nom d'Allah le tout miséricordieux, le très miséricordieux, et l'oraison et la salutation sur le messager d'Allah.

Je remercie beaucoup plus, premièrement, Allah puis mes pères et tous ma famille et toute nos amis pour leur aide.

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardées en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M. TITOU MESSAOUD, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence et Je remercie M. doctorant Goufi Abdelmalek

Nous remercions également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

بصدد إعداد مشروع مذكرة التخرج نقوم بدراسة خاصة بحساب الأعمدة المعدنية مع الأخذ بعين الاعتبار التحقق من استقرار الانبعاج. حيث يتكون هذا الأخير من مقدمة لمشكلة انبعاج الأعمدة المعدنية، الفصل الأول، تقديم تصميم الأعمدة المعدنية التي تشكل الهياكل المعدنية. الفصل الثاني، شرح مفصل لكيفية التحقق من استقرار الأعمدة المعدنية ضد الانبعاج وفقًا للقانون الجزائري CCM97. الفصل الثالث، مثال تطبيقي حول أبعاد أعمدة مبنى متعدد الطوابق مصنوع من الهياكل المعدنية، حساب التأثيرات يتم بواسطة برنامج Robot (الإصدار 2010).

هذا العمل هو عبارة عن دليل عملي موجه خصيصًا لمهندسين معماريين في مكاتب التصميم الجزائرية

**الكلمات المفتاحية:** عمود معدني، الانبعاج، القانون الجزائري CCM97.

## Résumé

Notre projet de fin d'études est consacré au calcul des poteaux métalliques en prenant en considération la vérification de leur stabilité au flambement. Après une introduction sur la problématique de flambement des poteaux métalliques, on a présenté dans le premier chapitre la conception des poteaux métalliques constituant l'ossature des bâtiments métalliques. Dans le deuxième chapitre, on a expliqué en détail comment vérifier la stabilité au flambement des poteaux métalliques selon le règlement Algérien **CCM97**. Dans le troisième chapitre, on a donné un exemple d'application sur le dimensionnement des poteaux d'un bâtiment à étages multiples en charpente métallique, le calcul des sollicitations a été fait par le logiciel Robot (Version 2010).

Ce travail de fin d'études est un guide pratique destiné particulièrement aux ingénieurs praticiens dans les bureaux d'étude Algériens.

**Mots clés :** Poteaux métalliques, le flambement, le règlement algérien CCM97.

## Abstract

Our graduation project is devoted to the calculation of metal columns taking into consideration the verification of their buckling stability. An introduction to the problem of buckling metal poles, in the first chapter, the design of the metal columns constituting the framework of metal buildings has been presented. In the second chapter, it was explained in detail how to check the buckling stability of metal columns according to the Algerian **CCM97** regulation. In the third chapter, an example of application has been given on the dimensioning of the columns of a multi-storey building with a metal frame; the calculation of the solicitations was made by the software Robot (Version 2010).

This graduation work is a practical guide specifically intended for practicing engineers in Algerian design offices.

**Key words:** metal columns, buckling, according to the Algerian CCM97.

# Sommaire

Titre .....	Page
Remerciements .....	I
ملخص .....	II
Résumé .....	III
Abstract .....	IV
Sommaire .....	V
Liste de Figures .....	VII
Liste de tableaux .....	VIII
Notations .....	IX

## Introduction générale

1- Généralité .....	1
2- Problématique .....	1
3- Objectif .....	1
4- Contenu du mémoire .....	2

## Chapitre 01 : Conception des poteaux métalliques

1.1- Types de poteaux métalliques .....	4
1.2- Fixation des pieds de poteaux au sol .....	4
1.3- Assemblage (poutre-poteau) .....	5
1.3.1- Assemblages articulés .....	5
1.3.2- Assemblages rigides .....	6
1.4- Joints de poteau .....	7
1.5- Classification des sections transversales .....	8
1.5.1- Types de parois .....	8
1.5.2- Classification .....	9
1.6- Résistance des sections des poteaux métalliques .....	14
1.6.1- Effort axial de compression (N) .....	14
1.6.2- Moment fléchissant (M) .....	15
1.6.3- Moment fléchissant + effort axial de compression (M+N) .....	15

## Chapitre 02 : Vérification de la stabilité au flambement des poteaux métalliques

2.1- Phénomènes d'instabilité des pièces métalliques .....	19
2.2- Flambement simple des poteaux idéals .....	19
2.3- Longueurs de flambement ( $l_f$ ) .....	22

2.3.1- Longueur de flambement des poteaux isolés .....	21
2.3.2- Longueur de flambement des poteaux de bâtiments à étages multiples .....	22
2.4- Vérification de la stabilité au flambement des poteaux réels .....	25
2.4.1- Vérification de la stabilité au flambement simple .....	25
2.4.2- Vérification de la stabilité au flambement combiné .....	32

### **Chapitre 03 : Exemple d'application**

#### **Vérification de la stabilité au flambement des poteaux d'un bâtiment à étages multiples**

3.1- INTRODUCTION .....	39
3.2- Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples .....	39
3.2.1- Pré-dimensionnement des éléments porteurs .....	40
3.2.2- Caractéristiques des matériaux de construction .....	40
3.2.3- Données concernant le site .....	41
3.2.4- Charges et surcharges agissant sur le bâtiment .....	41
3.3- Calcul des sollicitations .....	43
3.4- Vérification de la stabilité au flambement des poteaux .....	46
3.4.1- Vérification de la stabilité au flambement simple .....	49
3.4.2- Vérification de la stabilité au flambement combiné .....	49

#### **Conclusion générale et perspectives 51**

#### **Bibliographie 52**

#### **Annexe 53**

# Liste de figures

## Chapitre 01

<b>Figure 1.1</b> : Types de poteaux métalliques .....	4
<b>Figure 1.2</b> : Fixation du pied de poteau au sol .....	5
<b>Figure 1.3</b> : Assemblages articulés (poutre-poteau) .....	6
<b>Figure 1.4</b> : Assemblages rigides (poutre-poteau) .....	6
<b>Figure 1.5</b> : Joints de poteau .....	8
<b>Figure 1.6</b> : Parois internes et parois en console .....	8
<b>Figure 1.7</b> : Classification des sections transversales .....	10

## Chapitre 02

<b>Figure 2.1</b> : Phénomènes d'instabilité .....	19
<b>Figure 2.2</b> : Flambement simple .....	20
<b>Figure 2.3</b> : Modes d'instabilités des structures a nœuds fixes et déplaçables .....	22
<b>Figure 2.4</b> : Structures de bâtiments avec systèmes de contreventements .....	23
<b>Figure 2.5</b> : Structures de bâtiments non contreventements .....	23
<b>Figure 2.6</b> : Facteur de distribution aux nœuds d'un poteau .....	23
<b>Figure 2.7</b> : Longueur de flambement pour mode fixe .....	24
<b>Figure 2.8</b> : Longueur flambement pour mode déplaçable .....	25
<b>Figure 2.9</b> : Courbes de flambement .....	27
<b>Figure 2.10</b> : Poteau soumis à la compression avec flexion .....	32

## Chapitre 03

<b>Figure 3.1</b> : Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples .....	39
<b>Figure 3.2</b> : Modélisation du bâtiment par ROBOT .....	43
<b>Figure 3.3</b> : Diagramme des efforts de compression sur les poteaux .....	44
<b>Figure 3.4</b> : Diagrammes des moments fléchissant ( $M_{y,sd}$ ) sur les poteaux .....	44
<b>Figure 3.5</b> : Diagrammes des moments fléchissant ( $M_{z,sd}$ ) sur les poteaux .....	45
<b>Figure 3.6</b> : Diagramme des efforts tranchants .....	45
<b>Figure 3.7</b> : Diagramme d'effort de compression sur le poteau la plus sollicité .....	49
<b>Figure 3.8</b> : Diagramme de moment fléchissant $M_y$ du poteau la plus sollicité .....	50
<b>Figure 3.9</b> : Diagramme de moment fléchissant $M_z$ du poteau la plus sollicité .....	50

# Liste de tableaux

## Chapitre 01

<b>Tableau 1.1 :</b> Rapports d'élanement maximum pour les parois d'un profil en I ou en H comprimé ou fléchi .....	10
<b>Tableau 1.2 :</b> Rapports largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Partie 1) .....	11
<b>Tableau 1.3 :</b> Rapports (largeur/épaisseur) maximaux pour les parois comprimées (Partie 2) .....	12
<b>Tableau 1.4 :</b> Rapports largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Partie 3) .....	13
<b>Tableau 1.5 :</b> Classe des sections en <b>IPE, HEA et HEB</b> .....	14
<b>Tableau 1.6 :</b> Les cas de la flexion composée .....	15

## Chapitre 02

<b>Tableau 2.1:</b> $\lambda_l$ pour les différentes nuances d'acier .....	21
<b>Tableau 2.2:</b> Longueur de flambement .....	22
<b>Tableau 2.3:</b> Rigidité effective $K_x$ , d'une poutre .....	24
<b>Tableau 2.4:</b> Facteur d'imperfection $\alpha$ .....	26
<b>Tableau 2.5.</b> Coefficient $\chi$ en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ .....	28
<b>Tableau 2.6 :</b> Choix de la courbe de flambement selon les sections transversales .....	29
<b>Tableau 2.7:</b> Choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion .....	34
<b>Tableau 2.8 :</b> Choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion .....	35

## Chapitre 03

<b>Tableau 3.1 :</b> Valeurs des charges permanentes et d'exploitation de chaque étage .....	42
<b>Tableau 3.2:</b> Sollicitations ( $N_{sd}$ , $M_{y,sd}$ , $M_{z,sd}$ ) dans le poteau du RDC .....	46
<b>Tableau 3.3 :</b> Tableau des rigidités d'un portique à nœuds déplaçables .....	47
<b>Tableau 3.4 :</b> Tableau des rigidités d'un portique à nœuds Fixes .....	47

## Notations

$A$	Aire de la section transversale du poteau
$A$	La section transversale brute même avec la présence de trous de boulonnage
$A_{eff}$	Aire de la section transversale efficace de la section de classe 4
$A_w$	Section de l'âme d'une pièce
$E$	Module d'élasticité longitudinal de l'acier du poteau, $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
$E_a$	Module d'élasticité longitudinale
$E_b$	Module d'élasticité
$I$	Moment d'inertie minimal de la section transversale du poteau
$G$	Module de cisaillement
$G$	Charge permanente
$K_c$	La rigidité d'un poteau
$K_{LT}$	Coefficient de déversement
$K_{„}$	Rigidité effective d'une poutre
$L$	Longueur réelle d'un poteau
$M_{c,Rd}$	Moment résistant
$M_{el}$	Le moment élastique
$M_{pl}$	Le moment plastique
$M_{el,Rd}$	Moment résistant élastique
$M_{pl,Rd}$	Moment résistant plastique
$M_{eff,Rd}$	Moment efficace résistant
$M_{N,Rd}$	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
$M_{pl,Rd}$	Moment résistant plastique
$M_Q$	La valeur maximale du moment fléchissant
$M_{sd}$	Moment fléchissant sollicitant, en général
$N_{b,Rd}$	L'effort résistant réduit par le flambement
$N_{cr}$	L'effort critique de compression
$N_{el}$	Effort normal élastique
$N_{pl}$	Effort normal de plastification

$N_{el.Rd}$	L'effort résistant élastique de la section transversale à la compression
$N_{pl.Rd}$	L'effort résistant plastique de la section transversale à la compression
$N_{eff.Rd}$	L'effort résistant élastique de la section efficace à la compression
$N_{Rd}$	Effort résistant de compression
$N_{Sd}$	Effort axial de compression
$Q$	Charge d'exploitation.
$V$	Effort tranchant sollicitant
$W_{eff}$	Module de résistance efficace de la section de classe 4
$W_{pl}$	Module de résistance plastique de la section brute
$W_{el}$	Module de résistance élastique de la section brute
$a$	$A_w/A$ = Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale
$b$	Largeur d'une semelle de poutre
$c$	Portée en console d'une semelle de poutre
$d$	Diamètre nominal des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre
$e$	Décalage de l'axe neutre concerné
$f_y$	Limite d'élasticité d'un acier
$h$	Hauteur d'une pièce en général
$i$	Le rayon de giration minimal de la section transversale, $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$
$k$	Coefficient d'amplification de la flexion
$l_f$	La longueur de flambement du poteau
$t$	Épaisseur d'une pièce ou d'une poutre
$t_f$	Épaisseur d'une semelle de poutre
$t_w$	Épaisseur d'une âme de poutre
$\alpha$	Facteur d'imperfection
$\beta_A$	Facteur de classe de la section
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion
$\gamma$	Coefficient partiel de sécurité
$\varepsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier $\left[ \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right]$

$\theta_a$	Rotation de l'extrémité adjacente
$\theta_b$	Rotation de l'extrémité opposée
$\mu$	Facteur d'efficacité
$\rho$	Poids volumique
$\sigma_x$	La contrainte longitudinale maximale
$\sigma_{cr}$	Contrainte critique d'Euler
$\phi$	Rotation
$\eta$	Facteur de distribution de rigidités (flambement)
$\Psi$	Rapport de moments d'extrémité
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction pour le déversement
$\chi$	Coefficient de réduction pour le flambement
$\lambda$	L'élancement maximal du poteau comprimé
$\lambda_l$	Élancement critique
$\bar{\lambda}$	L'élancement réduit
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement

# **INTRODUCTION GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

## 1- Généralité

Le **CCM97** est le règlement technique Algérien qui vient substituer le **CM66** pour le calcul des constructions métalliques. Ce règlement est inspiré du règlement Européen unifié **Eurocode3** et il respecte les recommandations spéciales pour le pays Algérien dans le domaine Parasismique **RPA99** et le domaine d'évaluation des surcharges climatiques de Neige et Vent, **RNVA99**.

## 2- Problématique

Le **CCM97** est un règlement très novateur, qui fixe des règles très pertinentes, et qui propose diverses alternatives de dimensionnement à l'ingénieur (calculs en élasticité ou en plasticité, calculs selon des analyses au premier ou au second ordre). Ces calculs sont basés sur le principe de sécurité semi-probabiliste qui conduit à une formulation plus précise des expressions de résistance, de rigidité et de stabilité. En revanche, le règlement Algérien **CCM97** est un document peu clair et les formules sont disposées d'indices difficilement compréhensibles. C'est un code trop théorique sans applications numériques.

## 3- Objectif

Par comparaison avec des bâtiments en béton armé, les bâtiments métalliques exigent qu'une attention toute particulière soit portée sur certains problèmes, notamment les phénomènes d'instabilité, qui sont :

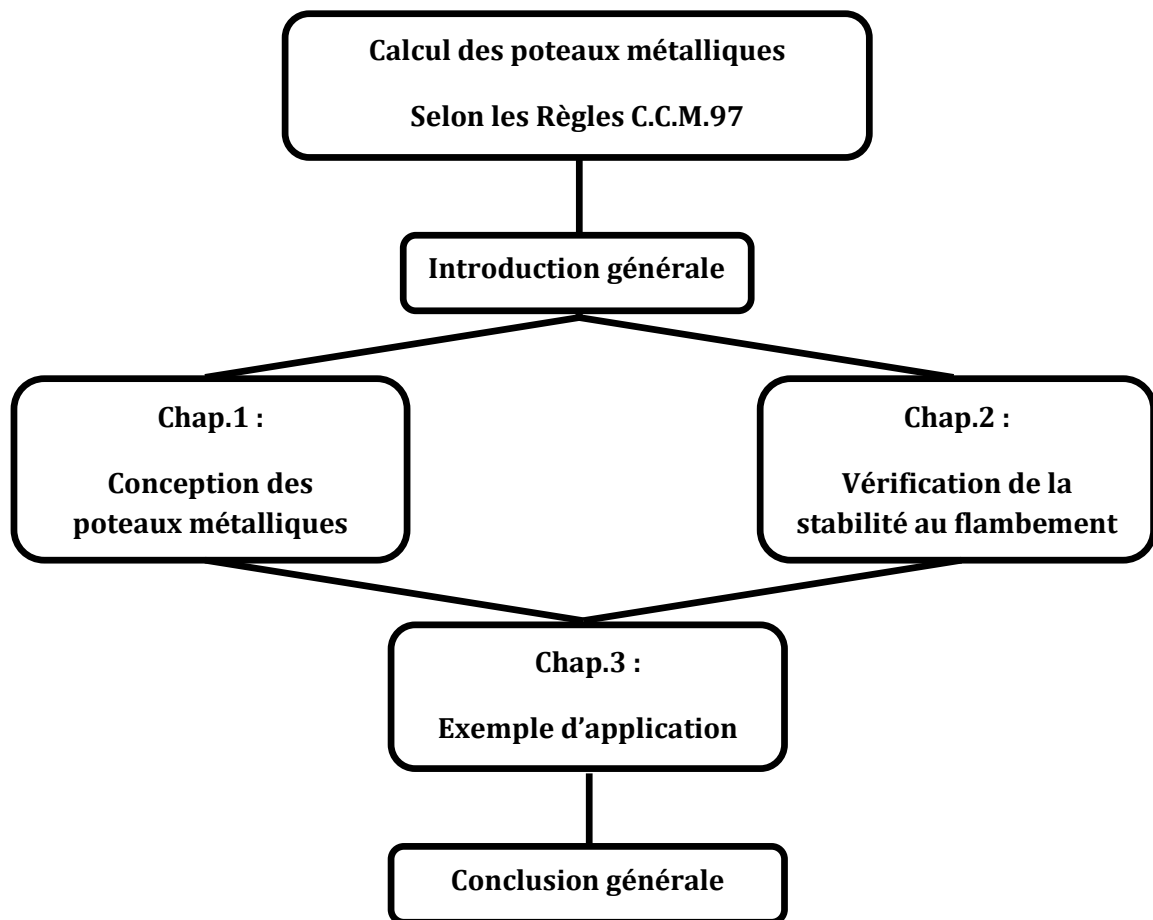
- Le flambement, qui affecte les poteaux simplement comprimés (flambement simple) ou comprimés et fléchies (flambement flexion), qui est très dangereux,
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des poutres fléchies, et
- Le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.

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.

C'est pourquoi nous avons choisi, dans ce projet de fin d'études, de présenter en détail le calcul des poteaux métalliques selon le règlement Algérien **CCM97** en prenant en considération la vérification de leur stabilité au flambement.

#### 4- Contenu du mémoire

Après une introduction sur la problématique de calcul des poteaux métalliques et l'objectif de notre travail de fin d'études, on présente dans **le premier chapitre** la conception des poteaux métalliques constituant l'ossature des bâtiments métalliques. Dans **le deuxième chapitre**, on explique en détail comment vérifier la stabilité au flambement des poteaux métalliques. Dans le **troisième chapitre**, on donne un exemple d'application sur le dimensionnement des poteaux d'un bâtiment à étages multiples en charpente métallique. Enfin, on termine notre étude par une **conclusion générale** avec des perspectives.



#### Plan de travail

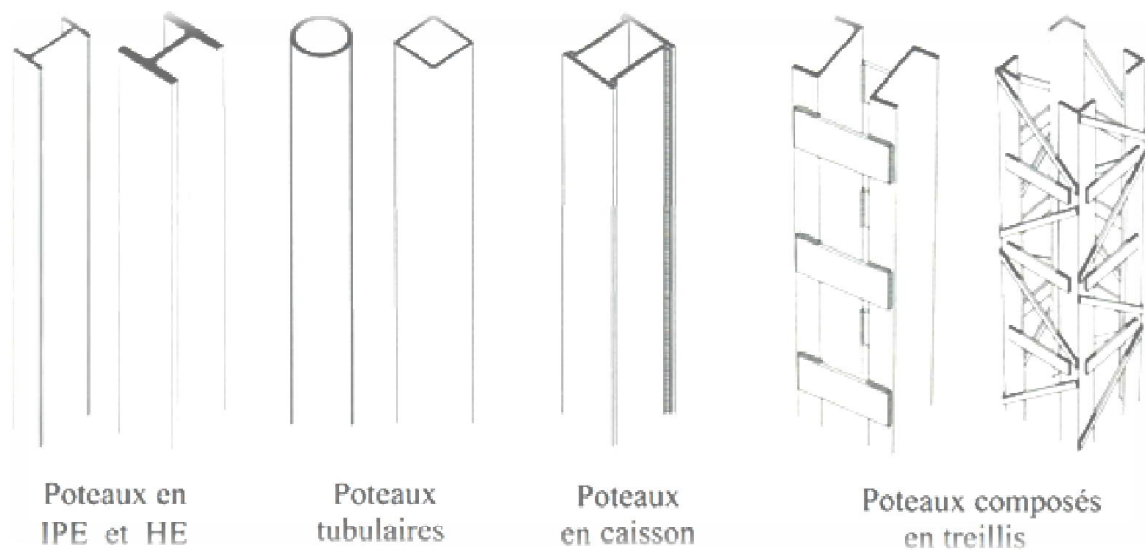
## **CHAPITRE 01**

# **Conception des poteaux métalliques**

### 1.1- Types de poteaux métalliques

Les poteaux sont des éléments structuraux qui forment avec les poutres l'ossature des bâtiments métalliques. Ils sont chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur les poutres. Ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'un effort axial de compression. Parfois ils peuvent être comprimés et fléchis, sollicités en flexion composée.

Les poteaux sont réalisés habituellement à partir de profilés laminés ou en profilés reconstitués soudés, ils peuvent avoir une section à âme pleine en I, en H, tubulaire, en caisson ou une section composée avec des profilés laminés jumelés et reliés par des plans en treillis (Figure 1.1). Le choix de la section dépend de l'importance de l'effort appliqué et du domaine d'utilisation.

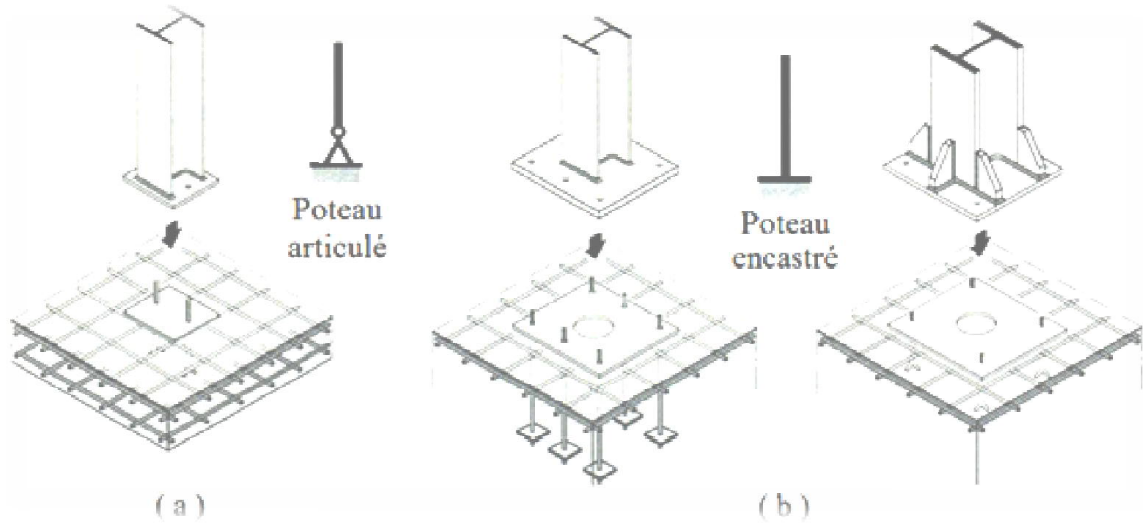


**Figure 1.1** : Types de poteaux métalliques.

### 1.2- Fixation des pieds de poteaux au sol

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et la fondation en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. La figure 1.2 présente deux exemples typiques de pieds de poteaux. Le premier est un pied de poteau considéré comme articulé (Figure 1.2(a)), constitué d'une plaque de base et de deux boulons de fixation, capable de reprendre un effort vertical et un effort horizontal. Le deuxième exemple (Figure 1.2(b)) est un pied de poteau considéré comme encastré, constitué d'une grande et épaisse plaque de base et de quatre ou six tiges d'ancrage, capable de reprendre

un important moment de flexion en plus des efforts verticaux et horizontaux. En cas d'efforts importants à transmettre, on utilise des plaques de base renforcées par des raidisseurs.



**Figure 1.2 :** Fixation du pied de poteau au sol.

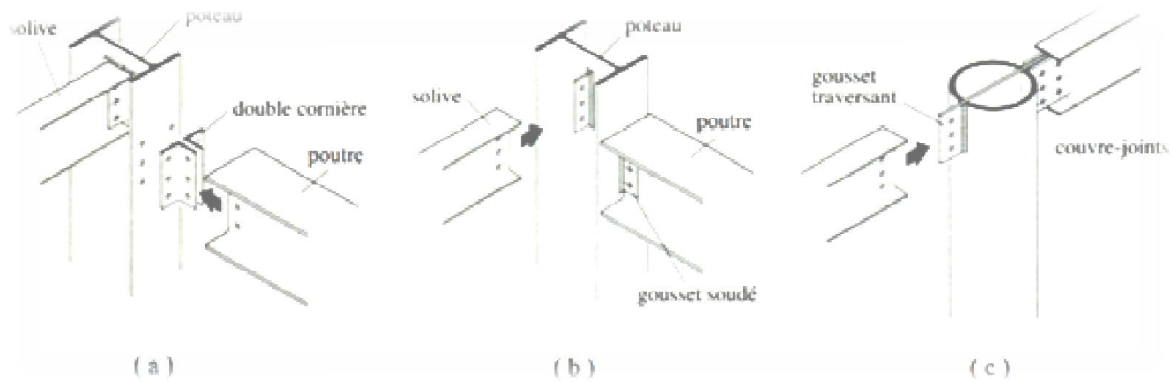
### 1.3- Assemblage (poutre-poteau)

Les différentes conceptions des assemblages (poutre-poteau) sont classées en assemblages articulés et assemblages rigides.

#### 1.3.1- Assemblages articulés

Les assemblages articulés ne transmettent souvent qu'un effort tranchant, plus rarement un effort normal. Par conséquent, les assemblages les plus courants utilisent l'âme des poutres comme liaison avec le poteau :

- Assemblage par double cornière boulonnée sur l'âme de la poutre et sur la semelle ou l'âme du poteau (Figure 1.3(a)); le travail en atelier et de montage sur site est faible et il y a peu de problèmes liés à l'exécution de cet assemblage;
- Assemblage par gousset soudé sur la semelle ou l'âme du poteau et boulonné sur l'âme de la poutre (Figure 1.3(b)); le travail en atelier est moyen alors que le travail de montage sur site est faible et il y a peu de problèmes liés à l'exécution de cet assemblage;
- Assemblage par gousset traversant la section d'un poteau tubulaire (Figure 1.3(c)); le travail en atelier est important mais le travail de montage sur site est simplifié et il y a peu de problèmes liés à l'exécution de cet assemblage.

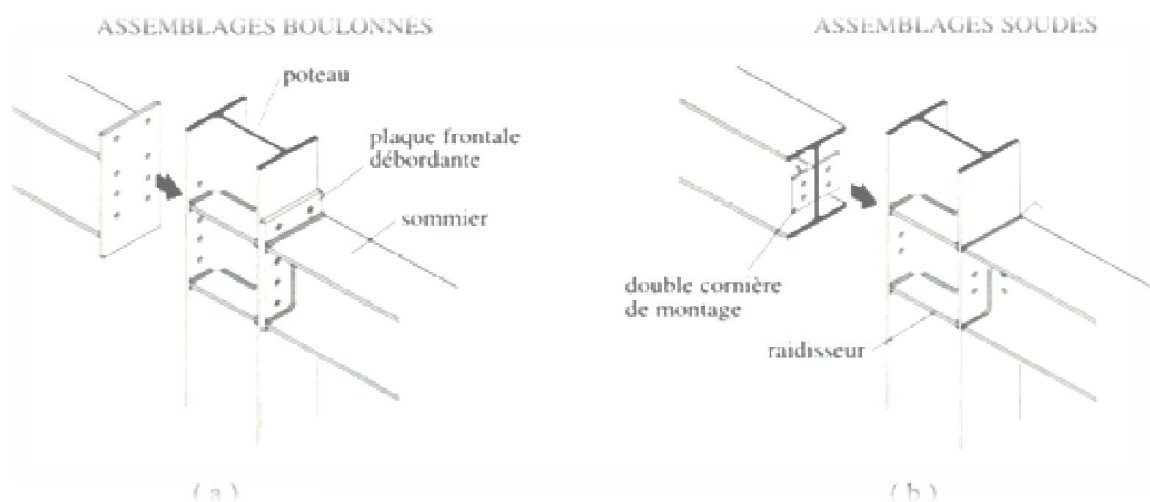


**Figure 1.3 :** Assemblages articulés (poutre-poteau).

### 1.3.2- Assemblages rigides

Les assemblages rigides servent à transmettre des moments de flexion entre poutre et poteau. Ils doivent garantir qu'aucune rotation ne se produise entre les éléments assemblés. C'est pourquoi ils sont plus compliqués à réaliser que les assemblages articulés. Parmi les nombreuses variantes possibles, on distingue essentiellement entre assemblages boulonnés (Figure 1.4(a)) et assemblages soudés (Figure 1.4(b)) :

- Liaison boulonnée par plaque frontale : le travail de soudage et de perçage est effectué en atelier, ce qui permet de réaliser un montage par simple boulonnage. Les écarts de fabrication peuvent toutefois créer des difficultés au montage. Si le moment de flexion à transmettre par l'assemblage est important, des raidisseurs peuvent s'avérer nécessaires pour l'introduction des efforts dans le poteau. En cas de poteau intérieur avec poutres de part et d'autre, ces raidisseurs relient les deux semelles du poteau.
- Liaison par soudage : cette liaison est conçue pour être réalisée en atelier; si le soudage a lieu sur le chantier, il faut alors prévoir un boulonnage provisoire lors de la mise en place de la poutre et pendant le soudage.



**Figure 1.4 :** Assemblages rigides (poutre-poteau).

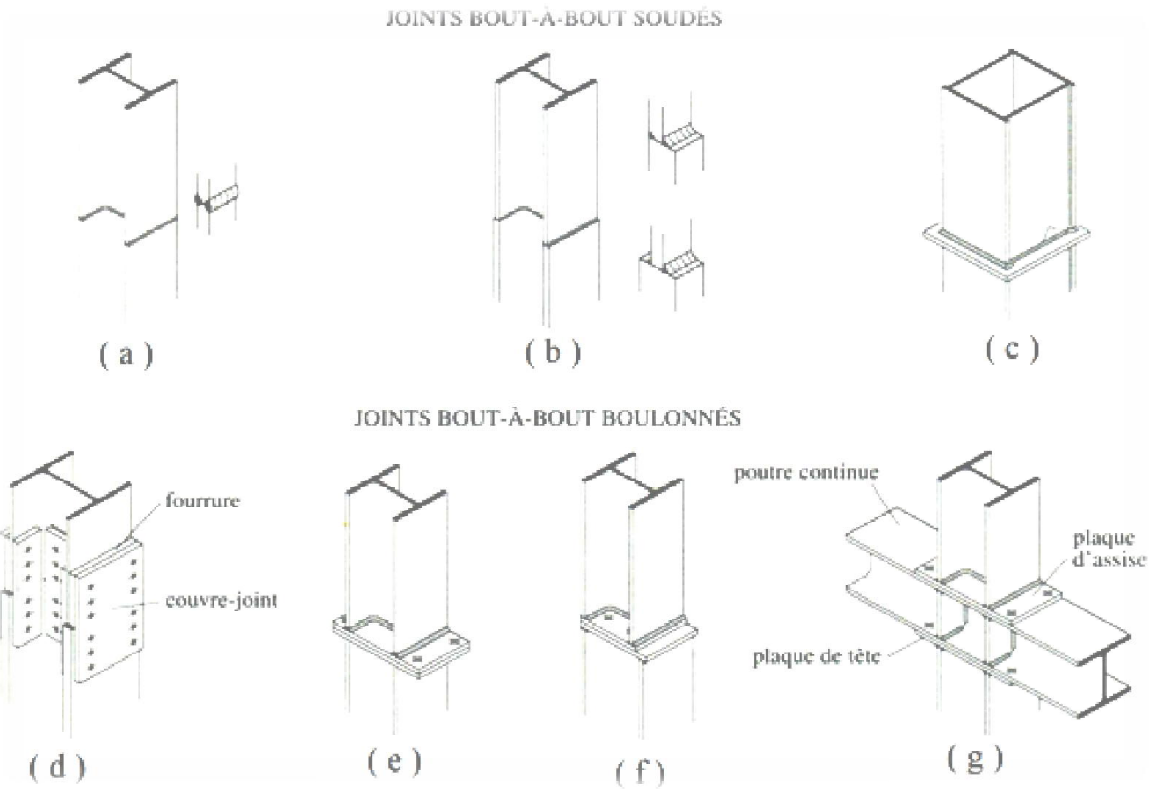
## 1.4- Joints de poteau

Il est évident que les poteaux inférieurs d'un bâtiment à étages sont plus sollicités que les poteaux supérieurs. Pour diminuer le poids d'acier, il est judicieux d'adapter la section des poteaux à l'effort qu'ils doivent transmettre. Par ailleurs, les longueurs de profilés disponibles à l'utilisation comme poteaux sont limitées. On est donc obligés à prévoir des raboutages de poteaux qu'on situe au niveau des étages (à l'endroit des assemblages avec les poutres) ou entre les étages. Le raboutage des poteaux entre les étages est préférable, car il permet de simplifier la réalisation et d'éviter le conflit avec l'assemblage des poutres.

En atelier, le joint le plus simple à réaliser est le joint bout-à-bout soudé (Figure 1.5(a)); cette solution est également réalisable en cas de changement de profils, pour autant que les sections à assembler se superposent (Figure 1.5(b)). En cas de raboutage par joint soudé au montage sur site, les extrémités de poteaux à assembler sont fixées provisoirement à l'aide de goussets ou d'éclisses, et ce jusqu'à l'exécution des soudures des semelles. Il est aussi possible de réaliser un joint soudé avec plaque. En cas de réalisation au montage, le poteau supérieur est fixé par soudage sur la plaque de tête du poteau inférieur, elle-même soudée en atelier (Figure 1.5(c)).

Le joint bout-à-bout boulonné (Figure 1.5(d)) permet d'éviter les opérations de soudage sur chantier; il nécessite par contre l'utilisation de fourrures pour compenser les différences d'épaisseur (tolérances de laminage, changement de profils). Le joint boulonné par plaques de tête (Figure 1.5(e)) est fréquemment utilisé. Les deux plaques doivent être parfaitement ajustées. Etant donné que les plaques trop minces se déforment lors du soudage, il faut parfois effectuer une correction de leur surface par usinage après l'exécution des soudures. La Figure 1.5(f) montre une variante où les boulons sont à l'intérieur de la section. Une telle solution n'est envisageable que si l'assemblage n'a qu'un effort normal associé à un faible moment de flexion à transmettre.

Si la poutre horizontale n'est pas interrompue au droit du poteau (Figure 1.5(g)), le poteau inférieur comporte une plaque de tête et le poteau supérieur une plaque d'assise. Les efforts dans le poteau sont transmis à travers la poutre par l'intermédiaire de l'âme et des raidisseurs.



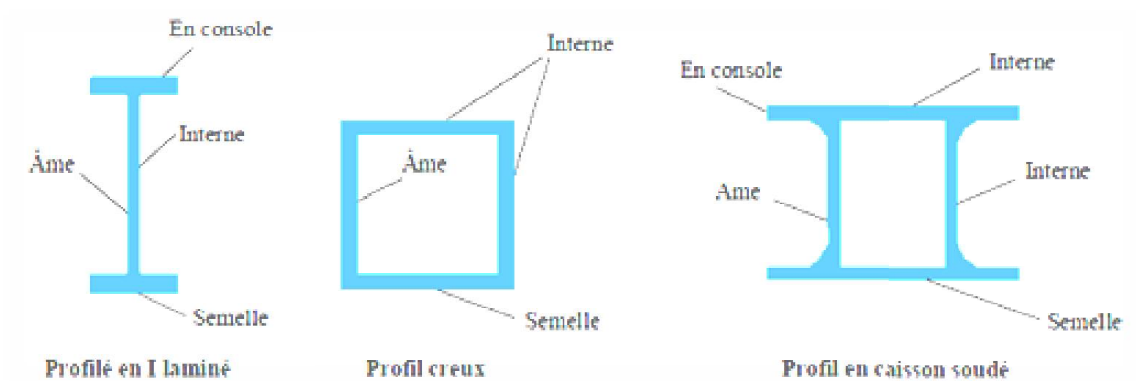
**Figure 1.5 :** Joints de poteaux.

## 1.5- Classification des sections transversales

Tout d'abord, il faut noter que la classification des sections transversales est une propriété indispensable dans le calcul des poteaux métalliques, elle permet de déterminer si la section du poteau peut être vérifiée selon sa résistance plastique ou sa résistance élastique.

### 1.5.1- Types de parois

Les semelles et âmes des sections transversales sont considérées comme des **parois** (Figure 1.6), dont certains sont **internes** (âmes des sections ouvertes en I ou H, ou les semelles de la section en caisson) et d'autres **en console** (par exemple les semelles des sections ouvertes et les ailes des cornières).



**Figure 1.6 :** Parois internes et parois en console.

Ces parois sont relativement minces comparées à leur largeur, de ce fait lorsqu'elles sont sollicitées en compression et/ou en flexion, elles peuvent voiler localement.

Cette disposition 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.

La ruine prématurée par voilement local peut être évitée en limitant le rapport largeur/épaisseur des parois au sein de la section transversale. Ceci constitue la base de l'approche par classification des sections transversales.

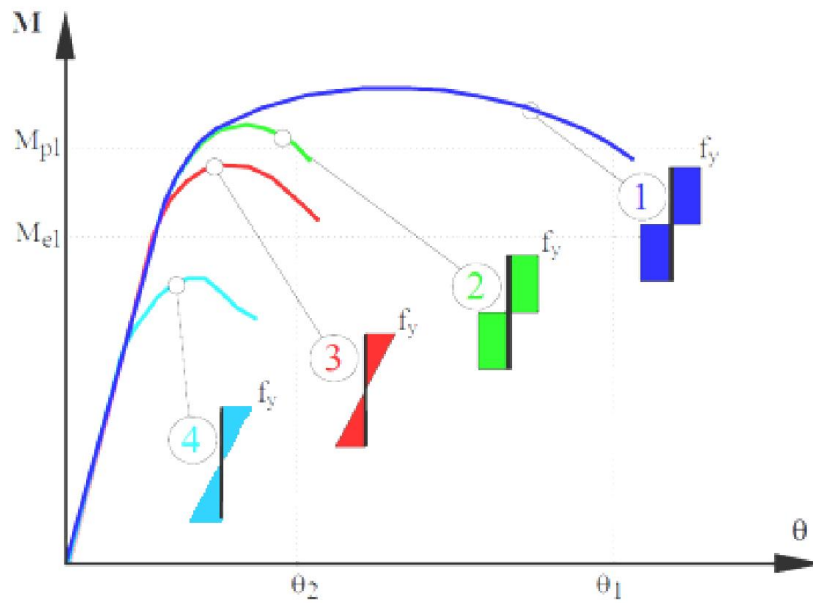
### 1.5.2- Classification

L'**Eurocode 3** et **CCM97** ont introduit la notion de classe de sections, une notion très novatrice qui définit quatre classes de section de la plus performante (classe 1) à la plus faible (classe 4). La détermination de la classe de section dépend de critères divers : l'élanement des parois, la distribution des contraintes de compression, la nuance d'acier, la capacité de rotation, etc.

On définit :

- **Sections transversales de classe 1** : les sections pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possèdent une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.
- **Sections transversales de classe 2** : les sections pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.
- **Sections transversales de classe 3** : les sections pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local.
- **Sections transversales de classe 4** : les sections ne pouvant pas atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local. Leur résistance est calculée par des méthodes appropriées en introduisant la notion de largeur efficace.

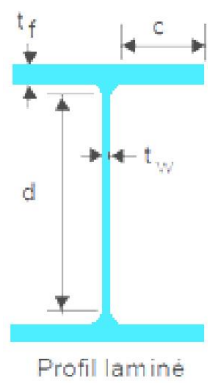
La Figure 1.7 représente cette classification à partir de la relation moment-rotation de sections fléchies par rapport aux valeurs des moments plastique  $M_{pl}$  et élastique  $M_{el}$ . Les diagrammes de contraintes associés sont indiqués pour chacune des quatre classes. A noter que les différentes parois d'une section transversale (âme ou semelle) peuvent être de classes différentes. La classe de la section sera dans ce cas, la plus défavorable (la moins performante).



**Figure 1.7 :** Classification des sections transversales.

Des Tableaux sont donnés dans l'**Eurocode 3** pour déterminer la classe d'une section en fonction des élancements des parois.

- Le Tableau 1.1 donne les valeurs limites pour une section en I ou en H laminé ou reconstitué par soudage comprimé ou fléchi selon l'axe de forte inertie (axe Y-Y).



avec  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Elément	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Semelle	$c/t_f = 9\varepsilon$	$c/t_f = 10\varepsilon$	$c/t_f = 14\varepsilon$
Ame comprimée	$d/t_w = 33\varepsilon$	$d/t_w = 38\varepsilon$	$d/t_w = 42\varepsilon$
Ame fléchi	$d/t_w = 72\varepsilon$	$d/t_w = 83\varepsilon$	$d/t_w = 124\varepsilon$
Ces valeurs sont également valables pour un profilé reconstitué par soudage			

**Tableau 1.1 :** Rapports d'élancement maximum pour les parois d'un profil en I ou en H comprimé ou fléchi.

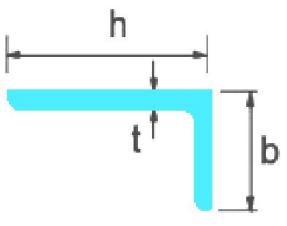

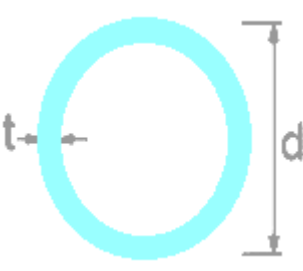
- Les Tableaux 1.2 à 1.4 sont des extraits de l'**Eurocode 3 [5]** donnant des proportions limites pour les parois comprimées de classe 1 à 3. Lorsque l'une quelconque des parois comprimées d'une section ne satisfait pas la limite de la classe 3, la totalité de la section est classifiée en classe 4 (communément appelée "section élancée"), et il convient de prendre en compte le voilement local dans le calcul en utilisant une section transversale **efficace**.

Paroi comprimée internes						
				Axe de flexion		
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composé			
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$ ; $c/t \leq 396\varepsilon/(13\alpha - 1)$ lorsque $\alpha < 0,5$ ; $c/t \leq 36\varepsilon/\alpha$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$ ; $c/t \leq 456\varepsilon/(13\alpha - 1)$ lorsque $\alpha < 0,5$ ; $c/t \leq 41,5\varepsilon/\alpha$			
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\Psi > -1$ ; $c/t \leq 42\varepsilon/(0,67 + 0,33\Psi)$ lorsque $\Psi \leq -1$ ; $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \Psi)\sqrt{(-\Psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

**Tableau 1.2 :** Rapports largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Partie 1).

semelles en console :							
		Sections laminées		Sections soudées			
Classe	Type de classe	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée				
			Bord comprimé		Bord tendue		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)							
1	Laminées	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
	Soudées	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	Laminées	$c/t \leq 11\varepsilon$	$c/t \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
	Soudées	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)							
3	Laminées	$c/t_f \leq 15\varepsilon$	$c/t_f \leq 23\varepsilon \sqrt{K_\sigma}$				
	Soudées	$c/t_f \leq 14\varepsilon$	$c/t_f \leq 21\varepsilon \sqrt{K_\sigma}$				
		Pour $K_\sigma$ voir tableau 5.3.3					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	235	275	350	420	460	
	$\varepsilon$	1	0,92	0.81	0,75	0.71	

**Tableau 1.3 :** Rapports (largeur/épaisseur) maximaux pour les parois comprimées (Partie 2).

Rapports largeur - épaisseur maximaux pour parois comprimées																			
<u>Cornières</u> Consulter également (Semelles en console)																			
Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants																			
																			
classe	Section comprimée																		
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)																			
3	$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon; \frac{b+h}{2t} \leq 11.5\varepsilon$																		
<u>Sections tubulaires</u>																			
																			
classe	Section fléchie et/ou comprimée																		
1	$\frac{d}{t} \leq 50. \varepsilon^2$																		
2	$\frac{d}{t} \leq 70. \varepsilon^2$																		
3	$\frac{d}{t} \leq 90. \varepsilon^2$																		
	Note : Pour $\frac{d}{t} \geq 90. \varepsilon^2$ Voir l'EN 1993-1-6																		
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td><math>f_y(N/mm^2)</math></td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <td><math>\varepsilon</math></td> <td>1</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0.75</td> <td>0.71</td> </tr> <tr> <td><math>\varepsilon^2</math></td> <td>1</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> <td>0.56</td> <td>0.51</td> </tr> </table>	$f_y(N/mm^2)$	235	275	355	420	460	$\varepsilon$	1	0,92	0,81	0.75	0.71	$\varepsilon^2$	1	0,85	0,66	0.56	0.51
$f_y(N/mm^2)$	235	275	355	420	460														
$\varepsilon$	1	0,92	0,81	0.75	0.71														
$\varepsilon^2$	1	0,85	0,66	0.56	0.51														

**Tableau 1.4 :** Rapports largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Partie 3).

Pour quelques profilés laminés courants, sollicités soit en compression seule, soit en flexion simple, le Tableau 1.5 donne directement les classes.

Acier $f_y = 235MPa$			
Type laminé	Référence du profil	Classe de sections	
		Compression seule	Flexion seule
IPE	80 à 240	1	1
	270 à 360	2	1
	400 à 500	3	1
	550 à 600	4	1
HEA	100 à 240	1	1
	260 à 300	2	2
	320 à 500	1	1
	550 à 600	2	1
HEB	100 à 600	1	1

Tableau 1.5 : Classe des sections en IPE, HEA et HEB.

## 1.6- Résistance des sections des poteaux métalliques (supposés stables au flambement)

### 1.6.1- Effort axial de compression (N)

L'effort de compression  $N_{Sd}$  doit rester inférieur ou égal à l'effort résistant  $N_{Rd}$  de la section:

- Pour les sections de classe 1, 2 et 3 :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad \gamma_{M0} = 1$$

$N_{pl.Rd}$  : L'effort résistant plastique de la section transversale à la compression,

$A$  : La section transversale brute même avec la présence de trous de boulonnage.

- Pour les sections de classe 4 :

$$N_{Sd} \leq N_{eff.Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad ; \quad \gamma_{M1} = 1,1$$

$N_{eff.Rd}$  : L'effort résistant élastique de la section efficace à la compression,

$A_{eff}$  : La section transversale efficace de la section de classe 4.

### 1.6.2- Moment fléchissant (M)

En l'absence d'effort tranchant, le moment fléchissant sollicitant  $M_{sd}$  dans chaque section transversale doit rester inférieur au moment résistant  $M_{c,Rd}$ , soit :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

- **Pour les sections de classe 1 ou 2 :** (Exploitation plastique de la section)

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Moment résistant plastique})$$

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique de la section brute.

- **Pour les sections de classe 3 :** (Exploitation élastique de la section)

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Moment résistant élastique})$$

$W_{el}$  : Module de résistance élastique de la section brute.

- **Pour les sections de classe 4 :** (Exploitation élastique de la section efficace)

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad ; \quad \gamma_{M1} = 1.1$$

$W_{eff}$  : Module de résistance élastique de la section efficace de la section de classe 4.

### 1.6.3- Moment fléchissant + effort axial de compression (M+N)

Pour un poteau soumis à la flexion composée, la flexion peut être appliquée suivant un seul axe ou simultanément suivant les deux axes principaux y-y et z-z de sa section transversale.


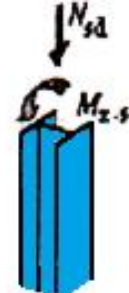
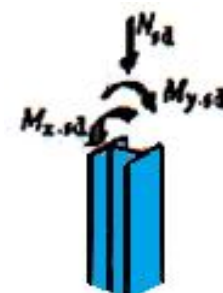
Cas de flexions composées	Effort de compression ( $N_{sd}$ ) plus		
	Une flexion mono axiale		Une flexion bi axiale ( $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ )
	Autour de y - y ( $M_{y,sd}$ )	Autour de z - z ( $M_{z,sd}$ )	
Illustration graphique			

Tableau 1.6 : Les cas de la flexion composée.

## Sections de classe 1 et 2

En plasticité, la présence d'un effort axial de compression va augmenter la contrainte de la partie comprimée dans une section fléchie. Cette accumulation des contraintes de compression risque de dépasser la capacité de la résistance plastique de l'acier. Le **CCM97** recommande de retrancher une partie de la résistance plastique pour la consacrer à l'effort normal. Ceci étant fait, le moment résistant plastique  $M_{pl,Rd}$  diminue et devient moment résistant plastique réduit  $M_{N,Rd}$ , avec lequel suffira une vérification avec des moments seulement.

$$\begin{array}{ccc}
 & \text{Réduction à cause de } N_{sd} & \\
 M_{pl,Rd} & \xrightarrow{\hspace{10em}} & M_{N,Rd} \\
 & \text{(Prélever } W_{pl} \text{ pour } N_{sd} \text{)} &
 \end{array}$$

Ainsi pour les sections de classe 1 et 2, la vérification n'est effectuée que pour la flexion, où, le moment fléchissant sollicitant  $M_{sd}$  doit rester inférieur à la valeur du moment plastique résistant réduit  $M_{N,Rd}$ . Ce dernier est obtenu après une éventuelle diminution qui dépend de la grandeur de l'effort normal par rapport à la résistance de la section et de la direction du moment appliqué.

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$$

- Pour une section comportant des semelles (Sections en **I** et en **H**) le **CCM97** considère qu'elles peuvent reprendre l'effort  $N_{sd}$  par écrouissage de l'acier de l'âme et ne subissent aucune réduction de leur moment de résistance plastique (alors  $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}$ ) si :
  - La flexion est autour de  $y - y$  :  $N_{sd} \leq \min[0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5 N_{pl,w,Rd}]$
  - La flexion est autour de  $z - z$  :  $N_{sd} \leq N_{pl,w,Rd}$

$$\text{Avec } N_{pl,w,Rd} = a \cdot N_{pl,Rd} \text{ où } a = \min \left[ \frac{(A-2 \cdot b \cdot t_f)}{A}; 0,5 \right]$$

- Dans le cas contraire, c'est à dire si  $N_{sd} > \min[0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5 N_{pl,w,Rd}]$  la réduction de leur moment résistant est faite comme suit en distinguant 3 cas :

a) Flexion autour de l'axe  $y - y$  :

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply} \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0,5a} \quad \text{Avec } a = \min \left[ \frac{(A-2 \cdot b \cdot t_f)}{A}; 0,5 \right]$$

b) Flexion autour de l'axe  $z - z$  :

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz} \left[ 1 - \left( \frac{\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} - a}{1 - a} \right)^2 \right] \quad \text{Avec } a = \min \left[ \frac{(A-2 \cdot b \cdot t_f)}{A}; 0,5 \right]$$

c) Flexion bi-axiale :

La vérification d'une section de classes 1 ou 2 en flexions bi-axiales composées oblige le passage par sa vérification en flexion mono-axiale composée dans l'axe y-y et dans l'axe z-z. D'où, la détermination de  $M_{Ny,Rd}$  et  $M_{Nz,Rd}$  qui sont calculés indépendamment sous l'influence de  $N_{Sd}$  selon un des cas précédemment cités a) et b). La vérification en flexion déviée composée est faite comme suit :

$$\left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Pour les sections en I et en H :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5 \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}$  avec  $\beta \geq 1$

### Sections de classe 3

En absence l'effort tranchant ( $V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ ), le critère limite d'une compression plus une flexion mono-axiale ou bi-axiale s'écrit :

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{el,y,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{el,z,Rd}} \right] \leq 1$$

**C'est à dire** : Les sections de classe 3 sont considérées comme satisfaisantes, si la contrainte longitudinale maximale  $\sigma_x$  vérifie la condition :

$$\sigma_x \leq f_y / \gamma_{M0}$$

Ce qui s'écrit encore :

$$\sigma_x = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{ely}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{elz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

### Sections de classe 4

En absence de l'effort tranchant, la vérification de la flexion composée mono-axiale ou bi-axiale pour cette classe est faite avec l'inégalité suivante. Il faut penser éventuellement aux moments additionnels dus à la présence de l'effort normal et du décalage de l'axe neutre de la section efficace.

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{eff,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{y,Sd} + e_{Ny} \cdot N_{Sd}}{M_{eff,y,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd} + e_{Nz} \cdot N_{Sd}}{M_{eff,z,Rd}} \right] \leq 1$$

**C'est à dire** : Les sections de classe 4 sont considérées comme satisfaisantes, si la contrainte longitudinale maximale  $\sigma_x$  calculée en utilisant les largeurs efficaces des parois comprimées, vérifie la condition :

$$\sigma_x \leq f_y / \gamma_{M1}$$

Ce qui s'écrit encore :

$$\sigma_x = \frac{N_{sd}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,sd} + N_{sd} \cdot e_y}{W_{eff y}} + \frac{M_{z,sd} + N_{sd} \cdot e_z}{W_{eff z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$A_{eff}$  = Aire de la section transversale supposée soumise à une compression uniforme (M=0);

$W_{eff}$  = Module de résistance de la section efficace, la section transversale étant supposée soumise uniquement à un moment fléchissant suivant l'axe concerné (N=0) ;

$e$  = décalage de l'axe neutre concerné, la section transversale étant supposée soumise à une compression uniforme (M=0).

**CHAPITRE 2:**  
**Vérification de la stabilité au flambement**  
**des poteaux métalliques**

## Chapitre 2:

# Vérification de la stabilité au flambement des poteaux métalliques

### 2.1- Phénomènes d'instabilité des pièces métalliques

L'étude des phénomènes d'instabilité est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation des profilés minces et de grand élancement.

Les zones comprimées des pièces métalliques (affectées par les grandes déformations) peuvent présenter trois types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- Le flambement : phénomène très dangereux, il affecte les poteaux simplement comprimés ainsi que les poteaux comprimés et fléchis,
- Le déversement : moins dangereux, il affecte les semelles comprimées des poutres fléchies,
- Le voilement : de moindre importance, il affecte les âmes des poutres fléchies.

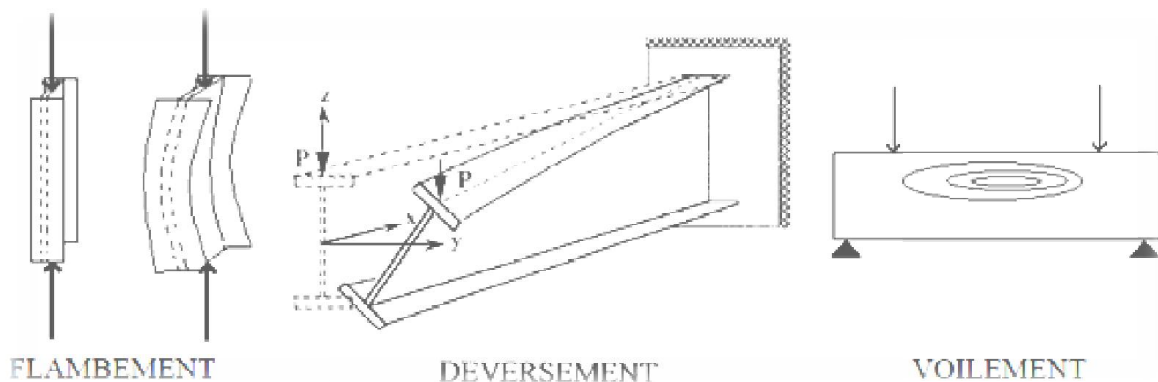


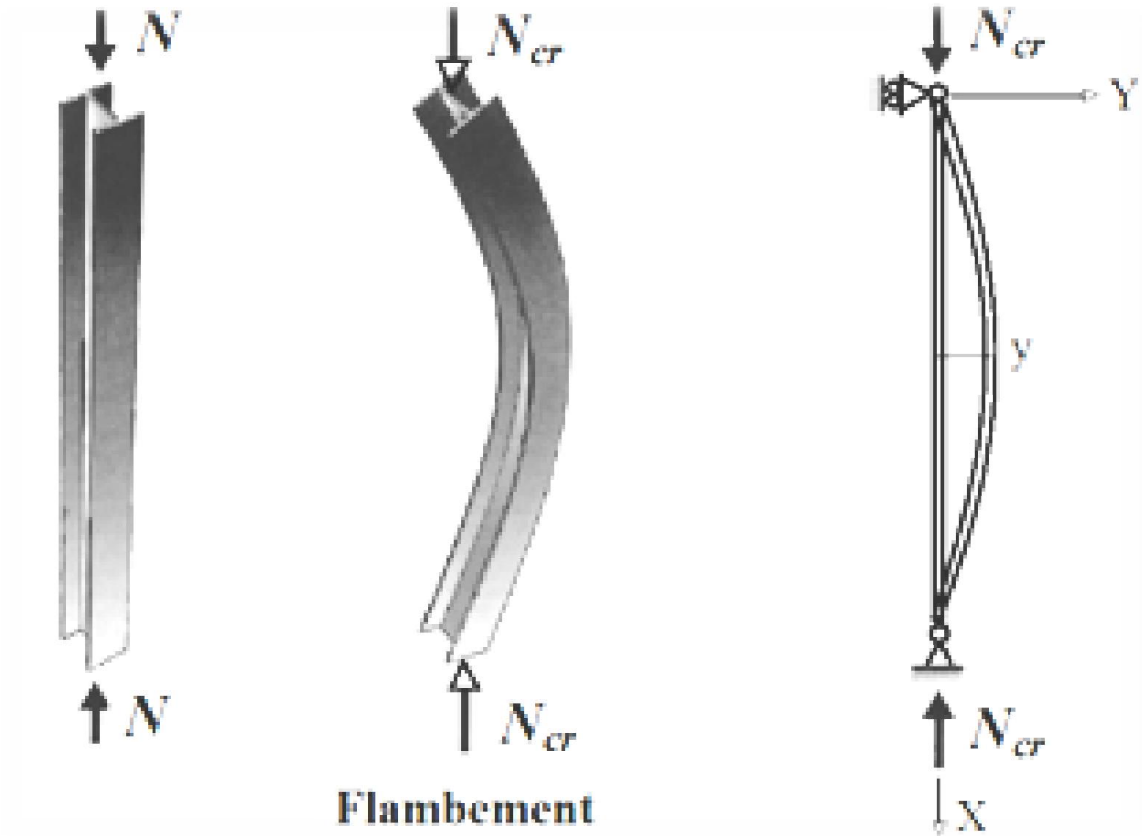
Figure 2.1 : Phénomènes d'instabilité.

### 2.2- Flambement simple des poteaux idéals

Le flambement simple affecte les poteaux soumis à la compression simple. Le premier qui a étudié ce phénomène est l'ingénieur et mathématicien **Euler** en **1880**. La théorie d'Euler est fondée sur :

- ✓ un poteau de grand élancement dont ses dimensions transversales sont faibles par rapport à sa longueur,
- ✓ un poteau droit (parfaitement rectiligne), bi-articulé à ses extrémités et
- ✓ soumis à un effort normal de compression  $N$  centré et appliqué suivant l'axe  $ox$ .

Lorsque  $N$  croît, à partir de zéro, l'état initial d'équilibre rectiligne du poteau évolue vers un état d'équilibre curviligne fléchi. Dès que  $N$  atteint la valeur de  $N_{cr}$  l'équilibre curviligne devient instable et le poteau va se rompre par flambement.



**Flambement**

**Figure 2.2** : Flambement simple.

L'effort critique de compression  $N_{cr}$  à partir duquel apparaît le phénomène de flambement a été défini par **Euler** par l'expression suivante :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_f^2} \dots\dots\dots (2.1)$$

Avec

$E$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier du poteau,  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ,

$I$  : Moment d'inertie minimal de la section transversale du poteau,

$l_f$  : La longueur de flambement du poteau.

A la force critique d'Euler  $N_{cr}$  correspond une contrainte critique  $\sigma_{cr}$  :

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A}$$

Avec

$A$  : Aire de la section transversale du poteau.

En remplaçant  $N_{cr}$  par son expression, on aura :  $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{l_f^2} \cdot \frac{I}{A}$

Notant que :

➤ le rayon de giration minimal de la section transversale,  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  et

➤ l'élanement maximal du poteau comprimé,  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

On obtient finalement l'expression de la contrainte critique d'Euler  $\sigma_{cr}$  en fonction de

l'élanement maximal  $\lambda$  :  $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$  ..... (2.2)

A la limite de l'équilibre curviligne (pour lequel  $\sigma_{cr} = f_y$ ) correspond un élanement critique  $\lambda_l$ . Dans le cas d'un poteau bi-articulé en acier de nuance S235 ( $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ), l'élanement critique d'Euler vaut :

$$\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

Pour les différents aciers :

$$\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon \text{ ..... (2.3)}$$

Avec  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Nuance d'acier	<b>S235</b> ( $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ )	<b>S275</b> ( $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ )	<b>S355</b> ( $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ )
$\lambda_l$	93,9	86,80	76,4

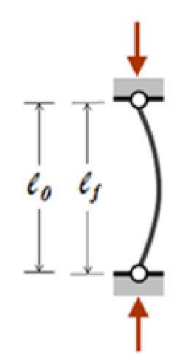
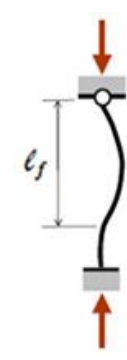
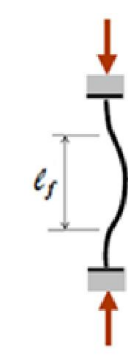
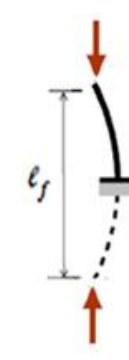
**Tableau 2.1:**  $\lambda_l$  pour les différentes nuances d'acier.

### 2.3 - Longueurs de flambement ( $l_f$ )

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

#### 2.3.1- Longueur de flambement des poteaux isolés

La longueur de flambement d'un poteau articulé à ses extrémités est égale à sa longueur réelle ( $l_0$ ). Pour d'autres modes d'attache des extrémités, on examine la déformation possible de la ligne moyenne du poteau et on prend comme longueur de flambement ( $l_f$ ) la plus grande distance séparant deux points d'articulation ou d'inflexion réels ou fictifs. Le Tableau suivant illustre pour quelques cas courants la longueur de flambement en fonction des conditions d'appuis.

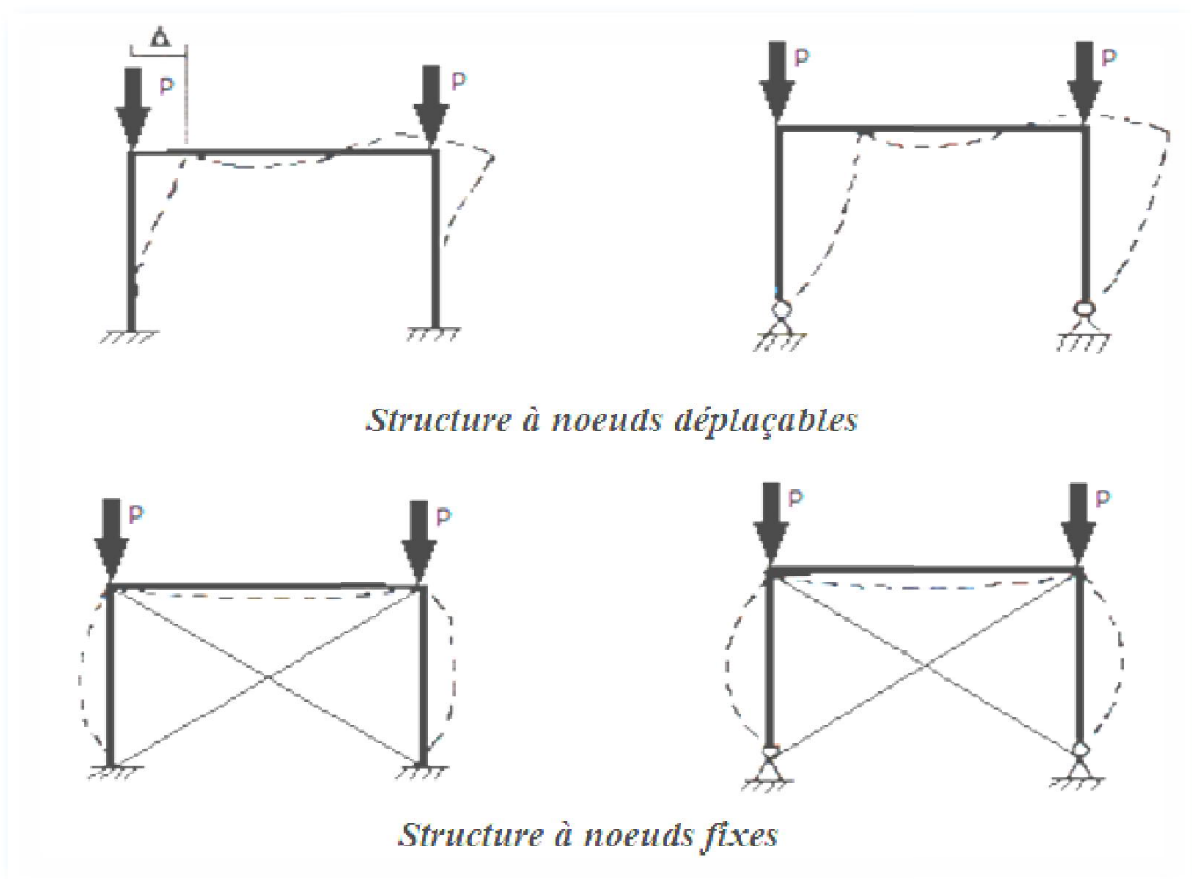
Conditions D'appuis				
Longueur de flambement $l_f$	$l_0$	$l_0/\sqrt{2}$	$0.5l_0$	$2l_0$

**Tableau 2.2:** Longueur de flambement.

### 2.3.2- Longueur de flambement des poteaux de bâtiments à étages multiples

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

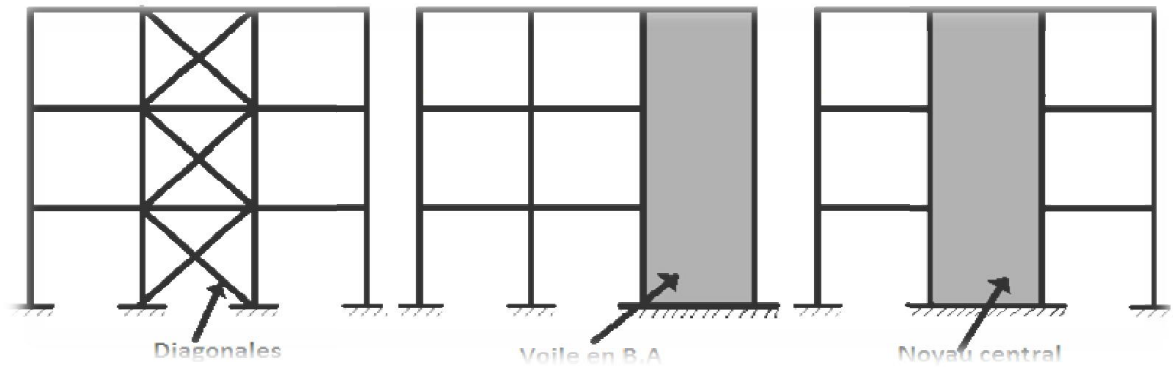
- Structure à nœuds fixes,
- Structure à nœuds déplaçables.



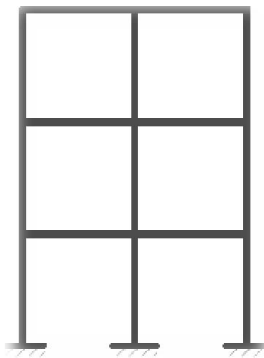
**Figure 2.3 :** Modes d'instabilités des structures à nœuds fixes et déplaçables.

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 considérée contreventée si les déplacements horizontaux de ces nœuds sont réduits de 80% par un système de contreventement (noyau central, voile en béton armé, diagonales en profils métalliques).

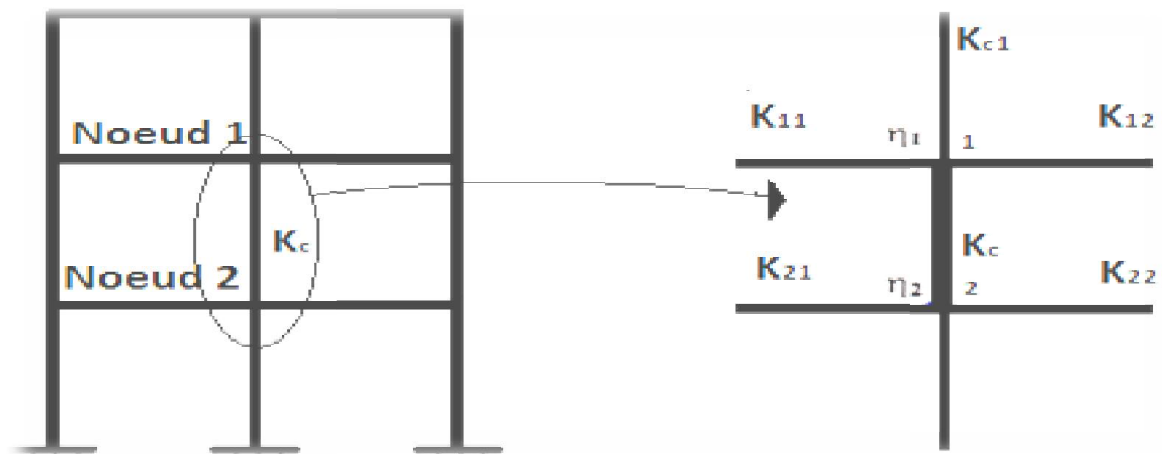


**Figure 2.4 :** Structures de bâtiments avec systèmes de contreventements.



**Figure 2.5 :** Structures de bâtiments non contreventements.

### 2.3.2. a- Calcul de la distribution des rigidités dans les nœuds



**Figure 2.6 :** Facteur de distribution aux nœuds d'un poteau.

$K_c, k_{c1}, k_{c2}$  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 2.3).

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

**Tableau 2.3:** Rigidité effective  $K_c$ , d'une poutre.

Les facteurs de distribution de rigidité  $\eta_1$  et  $\eta_2$  sont calculés comme suit :

$$\text{Le nœud 1 : } \eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}}$$

$$\text{Le nœud 2 : } \eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{21} + K_{22}}$$

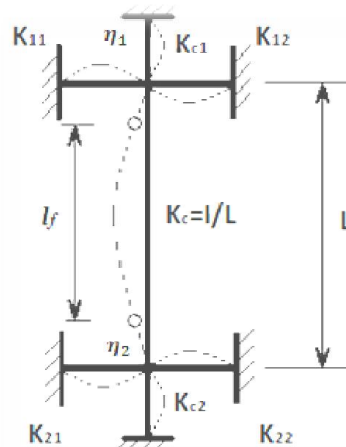
$\eta = 0$  : Pour un encastrement,  $\eta = 1$  : Pour une articulation.

### 2.3.2. b- Longueurs de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds fixes

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

Alternativement on peut utiliser :

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



**Figure 2.7 :** Longueur de flambement pour mode fixe.

### 2.3.2. c-Longueurs de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds déplaçables

$$\frac{l_f}{l} = \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) - 0,6\eta_1\eta_2}}$$

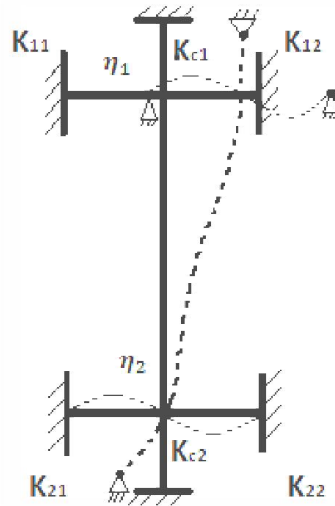


Figure 2.8 : Longueur flambement pour mode déplaçable.

## 2.4- Vérification de la stabilité au flambement des poteaux réels

La théorie d'Euler, établie pour des poteaux idéals, est insuffisante, en regard des imperfections de centrage, de rectitude, de verticalité et de la présence de contraintes résiduelles. Il est donc nécessaire de prendre en compte ces imperfections ou leurs effets. Les règlements (**Eurocode 3 [5]** et **CCM97 [2]**) ont notamment défini un facteur d'imperfection  $\alpha$ .

### 2.4.1- Vérification de la stabilité au flambement simple

L'**élancement réduit**  $\bar{\lambda}$  est le rapport de l'élancement géométrique  $\lambda$  (calculé avec la section brute de l'élément) sur l'élancement critique d'Euler  $\lambda_l$  donné par l'équation (2.3) :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \cdot \sqrt{\beta_A} \dots\dots\dots (2.4)$$

- Expérimentalement, il a été montré que le flambement n'apparaît pas pour des élancements faibles de l'ordre de  $\lambda \leq 20$ .
- Le risque de flambement n'est à considérer dans une direction que si  $\bar{\lambda} > 0,2$  ; dans ce cas, en doit vérifier que :

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd} = x \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (2.5)$$

Avec :

$N_{b,Rd}$ : L'effort résistant vis-à-vis du phénomène de flambement qui est fonction de coefficient de réduction de flambement  $\chi$ , de la classe de la section  $\beta_A$ , de la section du poteau  $A$ , de la limite élastique de l'acier du poteau  $f_y$ .

- $\beta_A = 1$  : pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3
- $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$  : pour les sections transversales de classe 4.

$\chi$  : est le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer et fonction de l'élançement réduit  $\bar{\lambda}$ .

Pour les poteaux à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de  $\chi$  pour l'élançement réduit  $\bar{\lambda}$ , peut être déterminée par la formule :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \dots\dots\dots (2.6)$$

Avec :

$\chi \leq 1$ ; Et la fonction  $\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

$\alpha$  : est le facteur d'imperfection correspondant à la courbe appropriée du flambement envisagé. Le tableau 1.4 définit la courbe à retenir (**a** ou **b**, **c**, **d**) selon le type de la section et l'axe de flambement et il vaut :

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

**Tableau 2.4:** Facteur d'imperfection  $\alpha$ .

Les courbes de flambement utilisées par les Règles CCM97 [3] (Eurocode3) [5] 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 2.9).

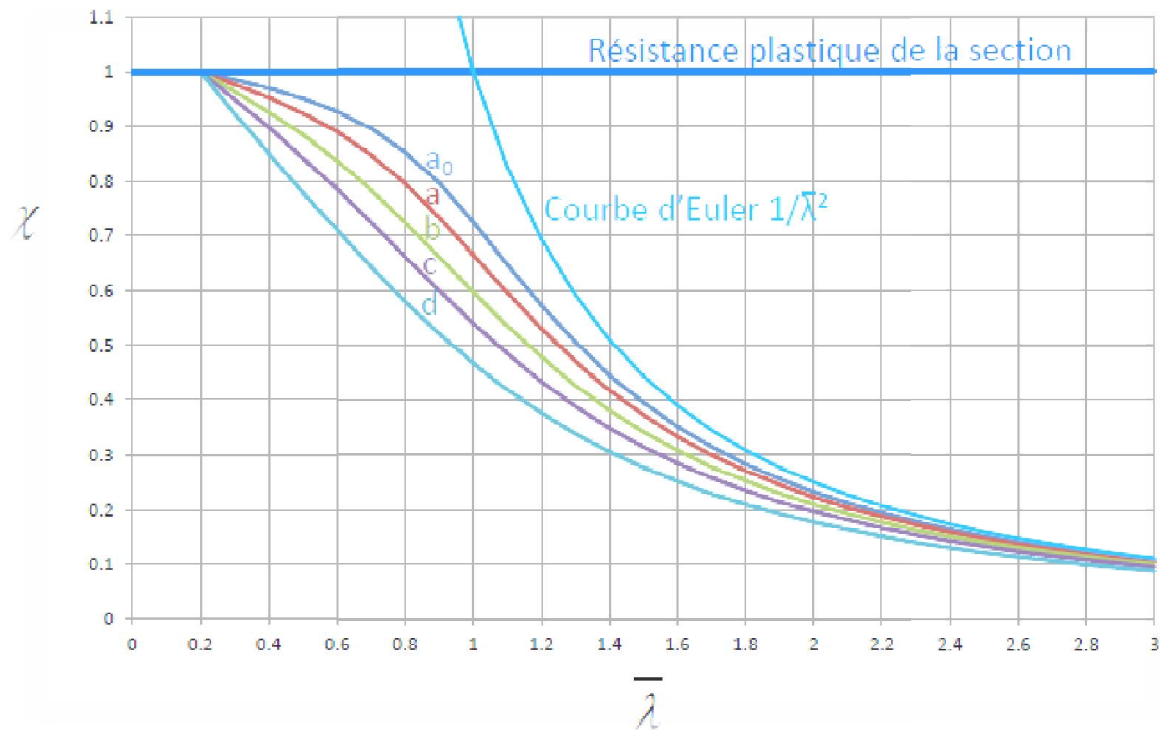
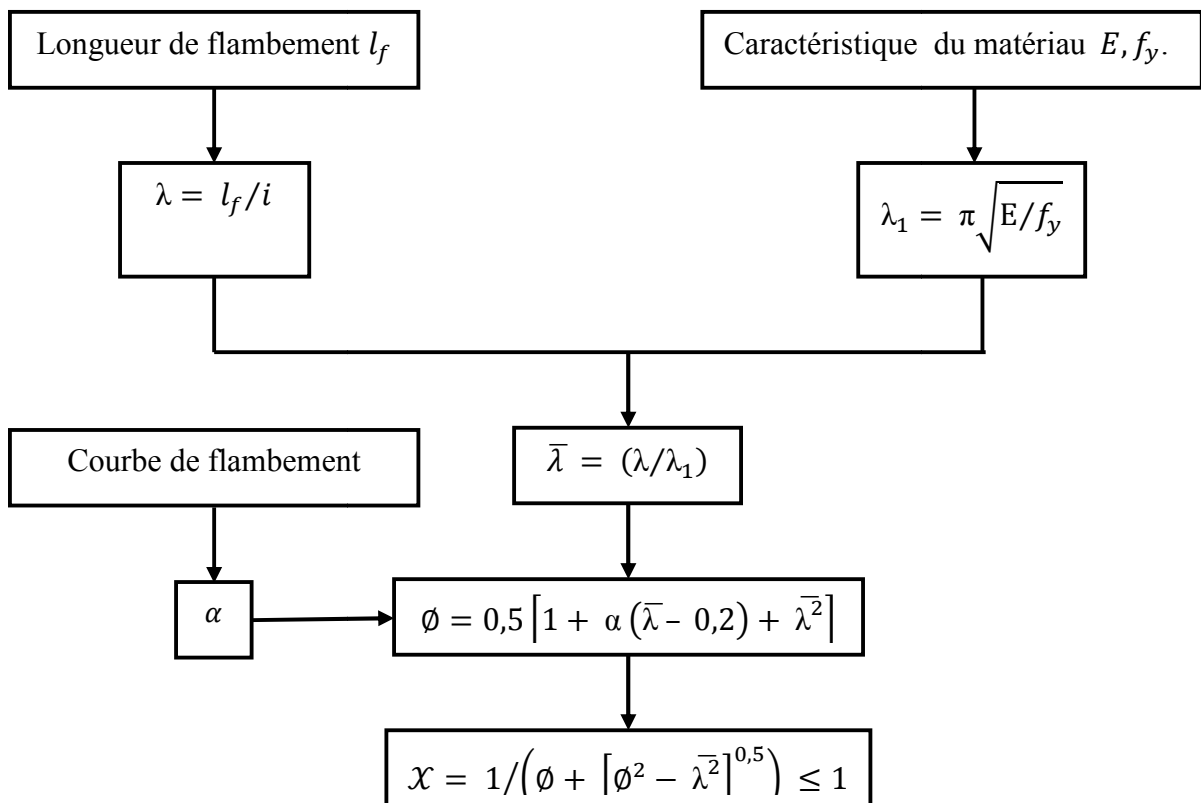


Figure 2.9 : Courbes de flambement.

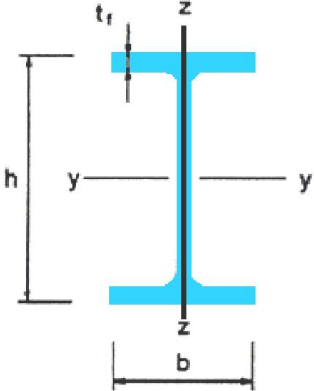
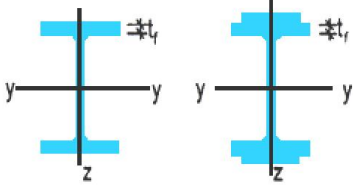

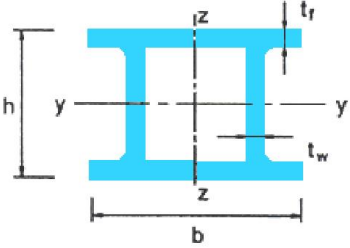
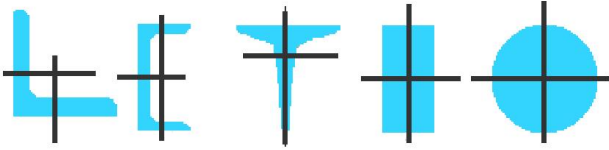
Organigramme 2.1 : de calcul du coefficient de réduction  $\chi$ .



Le coefficient  $\alpha$  peut être également obtenu en fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$ , au moyen du tableau suivant :

$\bar{\lambda}$	Courbes de flambement « Courbes d'imperfection »			
	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
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 2.5.** Coefficient  $\alpha$  en fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$ .

Type de section	limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
<u>Sections en I laminées</u> 	$\frac{h}{b} > 1,2:$ $t_f \leq 40 \text{ mm.}$	y-y z-z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm.}$	y-y z-z	b c
<u>Sections en I soudées</u> 	$t_f \leq 40 \text{ mm.}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d
<u>Sections creuses</u> 	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
<u>Caissons soudés</u> 	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
<u>Sections en U, L, T et sections pleines</u> 		Quel qu'il soit	c

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

**Tableau 2.6 :** Choix de la courbe de flambement selon les sections transversales.

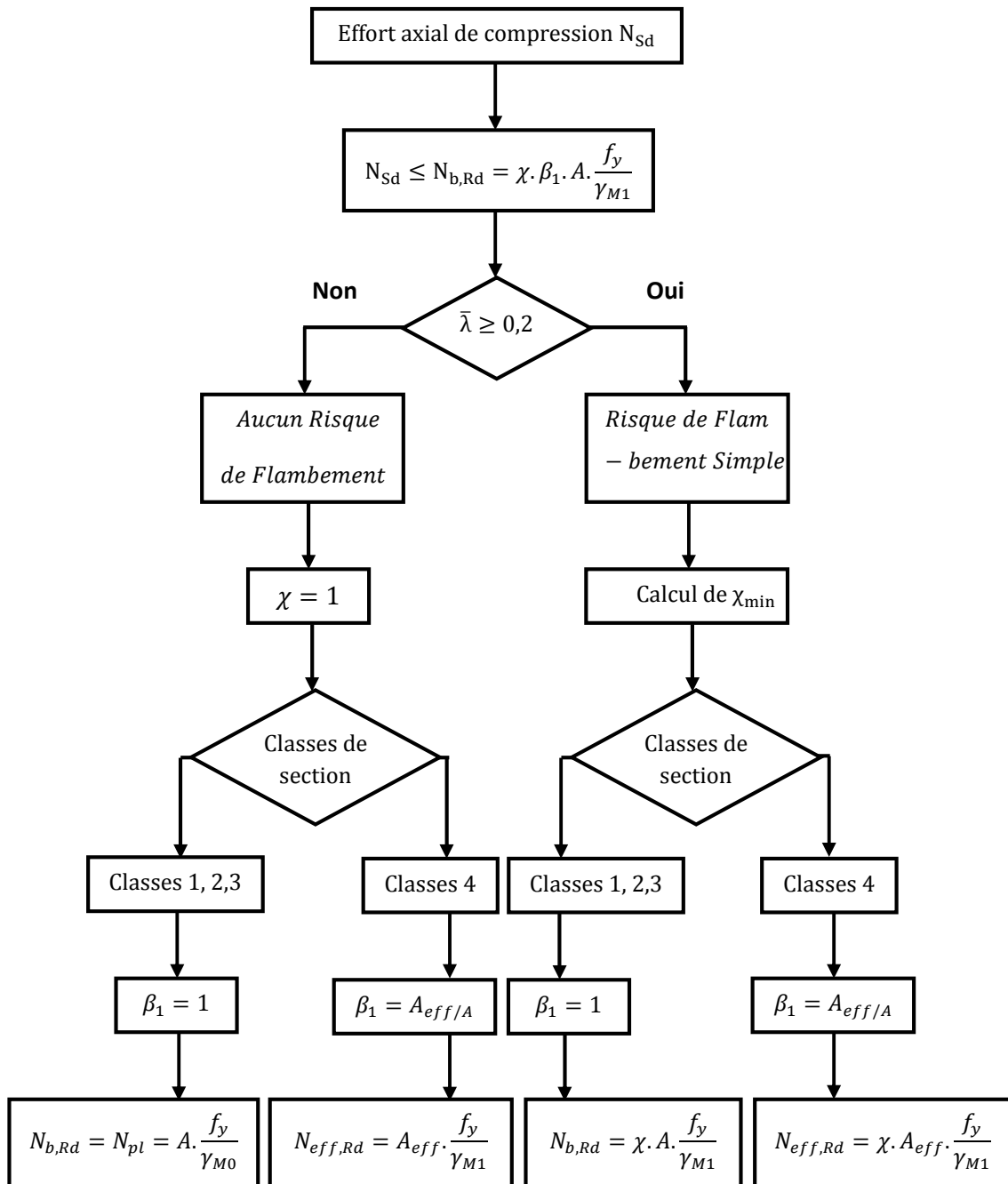
### ❖ Calcul pratique de la stabilité au flambement simple

Après la classification de la section transversale du poteau pour déterminer la valeur de  $\beta_A$  dans chacun des deux plans de flambement (plan  $\perp$  y-y et plan  $\perp$  z-z) on procède au :

- Calcul de la longueur du 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),
- L'élanement critique d'Euler est calculé par l'équation (2.3) :  $\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$
- Calcul de l'élanement réduit par l'équation (2.4) :  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$ 
  - $\beta_A = 1$  : Pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3
  - $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$  : Pour les sections transversales de classe 4.
  - Si  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  : le poteau est protégé contre le risque de flambement (poteau massif) dans ce plan (c'est à dire  $x_y$  ou  $x_z = 1$ ),
- Sinon  $\bar{\lambda} > 0,2$  : il y a un risque de flambement dans ce plan.
- Choix de la courbe de flambement selon la forme de la section transversale en utilisant le Tableau 2.6 et détermination du facteur d'imperfection correspondant  $\alpha$  en utilisant le Tableau 2.4.
- Calcul du coefficient de réduction ( $\chi$ ) dans chaque plan ( $x_y$  ou  $x_z$ ) par l'équation (2.6)
- et il peut également être déduit (par Interpolation) à partir du Tableau 2.5 en fonction de  $\bar{\lambda}$ 

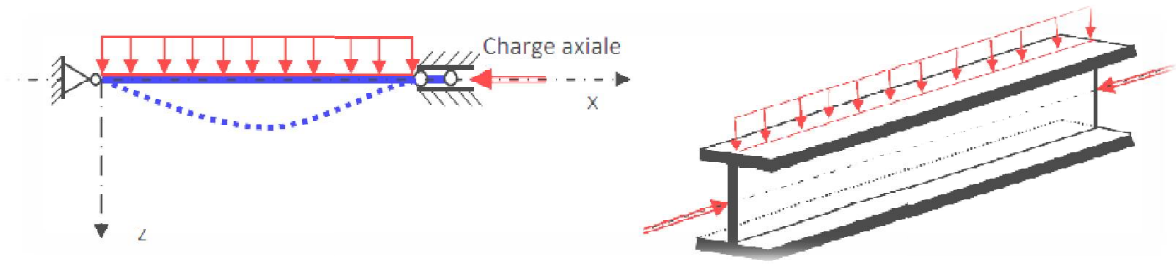
$$\chi = \min(x_y; x_z)$$
- Calcul de l'effort résistant réduit :  $N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$
- Finalement, il faut vérifier la stabilité du poteau au flambement à l'aide de l'équation (2.5):
$$N_{sd} \leq N_{b,Rd}$$

**Organigramme 2.2: Vérification de la stabilité au flambement simple selon C.C.M.97.**



### 2.4.2- Vérification de la stabilité au flambement combiné (flambement avec flexion)

Les poteaux d'un bâtiment métallique peuvent être soumis à des charges axiales pouvant induire la compression et à des charges transversales produisant la flexion.



**Figure 2.10 :** Poteau soumis à la compression avec flexion.

Les poteaux comprimés et fléchis en même temps doivent être vérifiés à la stabilité au flambement combiné si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0,2 \quad \text{et} \quad \frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} > 0,1$$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) ,$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} ; \quad \chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z)$$

#### ❖ Sections de classe 1 et 2

- Pour un poteau soumis à  $N_{Sd}$  et  $M_{y,Sd}$  il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire ..... (2.7)

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

- Pour un poteau soumis à  $N_{Sd}$  et  $M_{z,Sd}$  il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{M_{pl,z}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire ..... (2.8)

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

- Pour un poteau soumis à  $N_{Sd}$ ,  $M_{y,Sd}$  et  $M_{z,Sd}$  il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{M_{pl,z}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire ..... (2.9)

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_z}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Où

$N_{b,Rd}$  : Représente l'effort résistant réduit par le flambement,  $N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$

$M_{pl,y}$  : Le moment résistant plastique par rapport à l'axe y-y,  $M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y$

$M_{pl,z}$  : Le moment résistant plastique par rapport à l'axe z-z,  $M_{pl,z} = W_{pl,z} \cdot f_y$

Le coefficient de réduction  $\chi_{min}$  est la valeur minimale de  $\chi_y$  et  $\chi_z$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z)$$

Les coefficients d'amplification de la flexion  $k_y$  ou  $k_z$  du à l'effort normal appliqué qui produit une déformée latérale de flexion valent :

$$k_y = 1 - \left( \frac{\mu_y}{\chi_y} \cdot \frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y} \right) \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

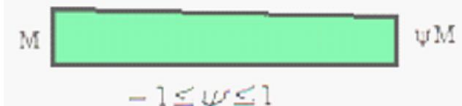
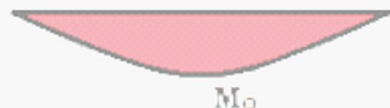


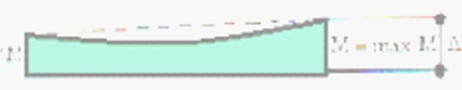





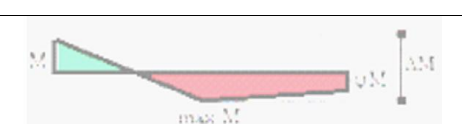


$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_z = 1 - \left( \frac{\mu_z}{\chi_z} \cdot \frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y} \right) \quad \text{Avec } k_z \leq 1,5$$

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

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

$\beta_{My}$  et  $\beta_{Mz}$  : sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion. Ils doivent être calculés à partir du Tableau 2.7 en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissant entre les points de maintien.

Diagramme de moment	facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
	Diagramme du moment dû $\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$ Aux moments d'extrémités
	Diagramme du moment dû $\beta_{M,Q} = 1,3$ à une charge transversale uniforme répartie
	Diagramme du moment dû $\beta_{M,Q} = 1,4$ à une charge transversale concentrée
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités	
	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =$ la valeur maximale du moment fléchissant dû aux charges transversale seulement. Elle est prise en valeur absolue.
	
	<u><math>\Delta M</math>: suivant le signe du rapport des moments, il prend une des valeurs suivantes:</u> -Si : $\frac{M}{\max M} > 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} > 0$ : $\Delta M =  \max M $ (en valeur absolues)
	-Si : $\frac{M}{\max M} < 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} > 0$ : $\Delta M =  \max M  +  M $ (en valeur absolues)
	$\Delta M =  \max M  +  M $ (en valeur absolues)
	-Si : $\frac{M}{\max M} > 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} < 0$ : $\Delta M =  \max M  +  \psi M $ (en valeurs absolues)
	-Si : $\frac{M}{\max M} < 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} < 0$ : $\Delta M =  \max M  +  M $ (en valeurs absolues)
	
	
	

**Tableau 2.7:** Choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion.

Par exemple : Pour une poutre **bi encastree et uniformement chargee** par «q»,

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

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 2.8** : Choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion.

❖ **Sections de classe 3**

Les formules établies pour les sections de classes 1 et 2 restent valables à la condition de

Remplacer  $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$ , par  $M_{el} = W_{el} \cdot f_y$ , c'est à dire :

- Pour un poteau soumis à  $N_{Sd}$  et  $M_{y,Sd}$  il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{M_{el,y}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire ..... (2.10)

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

- Pour un poteau soumis à  $N_{Sd}$ , et  $M_{z,Sd}$  il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{M_{el,z}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire ..... (2.11)

$$\left[ \frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

- Pour un poteau soumis à  $N_{sd}$ ,  $M_{y,sd}$  et  $M_{z,sd}$  il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{M_{el,y}}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{M_{el,z}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire ..... (2.12)

$$\left[ \frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_z}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

**Remarque :**

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

❖ **Sections de classe 4**

Les formules deviennent, en introduisant les sections et modules efficaces, c'est à dire :

- Pour un poteau soumis à  $N_{sd}$  et  $M_{y,sd}$  il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{x_{min} A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[ \frac{k_y (M_{y,sd} + e_{Ny} \cdot N_{sd})}{W_{eff,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1 \dots\dots\dots (2.13)$$

- Pour un poteau soumis à  $N_{sd}$  et  $M_{z,sd}$  il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{x_{min} A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[ \frac{k_z (M_{y,sd} + e_{Nz} \cdot N_{sd})}{W_{eff,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1 \dots\dots\dots (2.14)$$

- Pour un poteau soumis à  $N_{sd}$ ,  $M_{y,sd}$  et  $M_{z,sd}$  il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{N_{sd}}{x_{min} A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[ \frac{k_y (M_{y,sd} + e_{Ny} \cdot N_{sd})}{W_{eff,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[ \frac{k_z (M_{y,sd} + e_{Nz} \cdot N_{sd})}{W_{eff,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1 \dots\dots\dots (2.15)$$

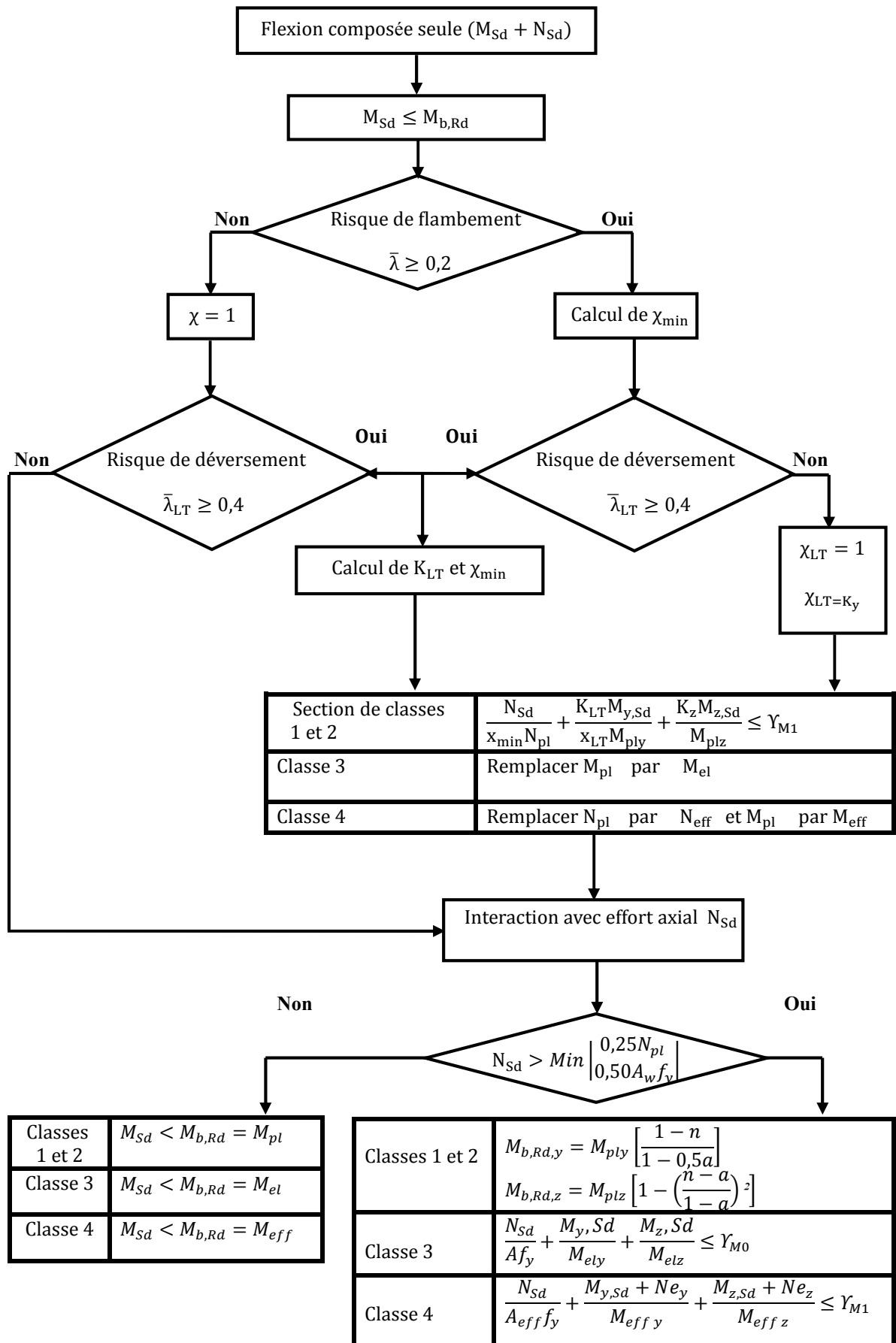
Sachant que :  $x_{min} = \text{Min}(x_y; x_z)$  et que  $(x_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}) = N_{b,Rd}$

**Remarque :**

Dans le cas courant d'un poteau de profilé en **IPE** ou **HE** bi-symétrique fléchi dans le plan de l'âme, autour de l'axe y-y, le critère se ramène à :

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

**Organigramme 2.2: Vérification de la stabilité au flambement combiné selon C.C.M.97.**



## **Chapitre 3:**

### **Exemple d'application**

#### **Vérification de la stabilité au flambement des poteaux d'un bâtiment à étages multiples**

# Chapitre 3 :

## Exemple d'application

### Vérification de la stabilité au flambement des poteaux d'un bâtiment à étages multiples

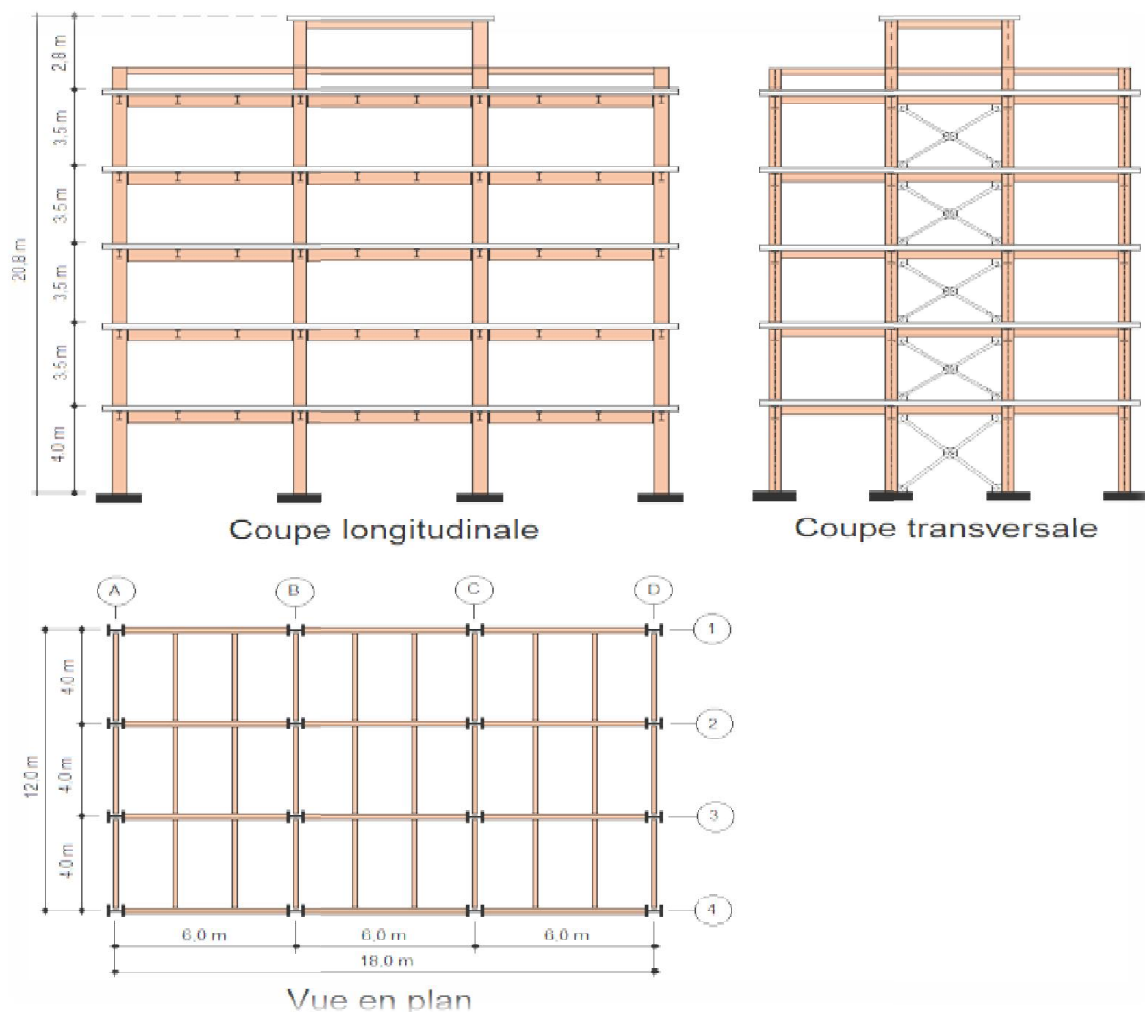
#### 3.1- INTRODUCTION

Le but de cet exemple est de montrer comment vérifier la stabilité au flambement des poteaux constituant l'ossature des bâtiments métalliques à étages multiples en appliquant les méthodes exposées dans le chapitre précédent afin de faciliter l'utilisation de ce guide de calcul par les ingénieurs praticiens dans les bureaux d'étude algériens.

#### 3.2- Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples

Le système porteur d'un bâtiment métallique à usage de bureaux est illustré à la Figure 3.1. Les dimensions du bâtiment sont :

**Longueur = 18 m, Largeur = 12 m, Hauteur = 20,8 m**



**Figure 3.1:** Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples.

Au Rez-de-chaussée se trouvent des halles d'accueil et une salle de réunion. Les étages intermédiaires sont destinés aux bureaux d'administration et la terrasse est accessible au public.

La structure porteuse verticale est composée de poteaux métalliques continus supportant, à chaque niveau, un réseau de poutres métalliques orthogonales assemblées aux poteaux par des boulons et des cordons de soudure. Les planchers sont constitués d'une dalle pleine en béton armé reposant sur des solives de 4 m de portée et espacés de 2 m, qui sont, à leur tour, appuyés sur des poutres principales de portée maximale égale à 6 m.

La stabilité au séisme ou au vent est assurée par des barres de contreventement allant du Rez-de-chaussée à la terrasse du bâtiment. La dalle pleine joue le rôle d'un diaphragme à chaque étage.

### 3.2.1- Pré-dimensionnement des éléments porteurs

Le choix des éléments porteurs, est basé sur les règles empiriques de Pré-dimensionnement suivantes :

❖ Poutres principales (Profilé laminé en IPE) :

$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20}, \quad l = 6m = 6000mm \rightarrow 240mm \leq h \leq 300mm \rightarrow \text{Choix : IPE300}$$

❖ Poutres secondaires – Solives (Profilé laminé en IPE) :

$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20}, \quad l = 4.0m = 4000mm \rightarrow 160mm \leq h \leq 200mm \rightarrow \text{Choix : IPE 200}$$

❖ Poteaux (Profilé laminé en HEB) :

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow i \geq \frac{l}{\lambda} = \frac{l}{50} = \frac{400cm}{50} = 8cm \rightarrow \text{Choix : HEB 200}$$

❖ Dalle pleine : Epaisseur = 120 mm.

### 3.2.2- Caractéristiques des matériaux de construction

Pour notre bâtiment, on a choisi les matériaux de construction suivants :

#### ❖ Aciers de construction pour les éléments de structure

Pour la réalisation de notre bâtiment on a utilisé des profilés laminés à chaud en acier de nuance S235 qui a comme caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité  $f_y = 235 N/mm^2$ .
- Module d'élasticité longitudinale  $E_a = 210000 N/mm^2$ .
- Module de cisaillement  $G = 80770 N/mm^2$
- Poids volumique  $\rho = 78500 N/m^3$
- Coefficient de poisson  $\nu = 0,3$

#### ❖ Moyens d'assemblage

Les principaux moyens d'assemblages sont :

- a) Le boulonnage : Pour notre bâtiment, on a utilisé des boulons ordinaires de classe 6-8 qui sont destinés à l'assemblage des poutres aux poteaux et des boulons ordinaires de classe 4-6 pour l'assemblage des éléments secondaires.
- b) Le soudage.

#### ❖ Béton et armatures

Béton de classe C25/30, la résistance caractéristique à la compression :  $f_{ck} = 25 N/mm^2$

et la résistance caractéristique à la traction :  $f_{tk} = 2,1 N/mm^2$ ,

Poids volumique :  $\rho = 2500 daN/m^3$ ,

Module d'élasticité :  $E_b = 32000 N/mm^2$ ,

Armatures HA en acier B500  $f_{sk} = 500 N/mm^2$ .

### 3.2.3- Données concernant le site

Le bâtiment sera implanté sur un sol meuble avec une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 2,0 bar$

Le site est classé dans la zone sismique II a.

### 3.2.4- Charges et surcharges agissant sur le bâtiment

#### ❖ Charges permanentes

Elles sont constituées des poids propres des éléments porteurs, des cloisons et des façades ainsi que du poids des finitions.

- **Plancher terrasse accessible**

Carrelage (1cm).....	0,01x22 = 0,22 KN /m <sup>2</sup>
Mortier de pose (1cm).....	0,01x20 = 0,20 KN /m <sup>2</sup>
Lit de sable (2cm).....	0,02x18 = 0,36 KN /m <sup>2</sup>
Dalle pleine (ép. 12 cm) .....	0,12x25 = 3,00 KN /m <sup>2</sup>
Faux plafonds (plaques de plâtre ép. 4cm) .....	0,04x12= 0,48 KN /m <sup>2</sup>
Poutre principale (IPE300) .....	0,422 KN/m
Solive (IPE200) .....	0,224 KN/m
Poteau HEB200 .....	0,613 KN/m
Mur d'acrotère .....	1,324 KN/m

- **Plancher terrasse inaccessible (cage des escaliers)**

Etanchéité multicouche .....	0,12 KN/m <sup>2</sup>
Isolation thermique .....	0,15 KN/m <sup>2</sup>
Forme de pente .....	0, 88 KN/m <sup>2</sup>
Dalle pleine (ép. 12cm) .....	0,12x25 = 3,00 KN /m <sup>2</sup>
Faux plafonds (plaques de plâtre ép. 4cm) .....	..0,04x12= 0,48 KN /m <sup>2</sup>

- **Etages courants**

Carrelage (1cm).....	0,01x22 = 0,22 KN /m <sup>2</sup>
Mortier de pose (1cm).....	0,01x20 = 0,20KN /m <sup>2</sup>
Lit de sable (2cm).....	0,02x18 = 0,36 KN /m <sup>2</sup>
Dalle pleine (ép. 12 cm) .....	0,12x25 = 3,00 KN /m <sup>2</sup>
Faux plafonds (plaques de plâtre ép. 4cm) .....	..0,04x12 = 0,48 KN /m <sup>2</sup>
Cloisons et façades.....	1,00 KN/m <sup>2</sup>
Poutre principale (IPE300) .....	0,422 KN/m
Solive (IPE200) .....	0,224 KN/m
Poteau HEB200 .....	0,613 KN/m

- ❖ **Surcharges d'exploitation**

Elles dépendent des affectations prévues à chaque étage et elles sont résumées dans le Tableau 3.1:

Etage	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharge d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	4.63	1
Terrasse accessible (cage des escaliers)	4.26	2,5
Etages intermédiaires (Bureaux)	5.26	2,5

**Tableau 3.1 :** Valeurs des charges permanentes et d'exploitation de chaque étage.

❖ **Surcharges climatiques de Neige et Vent** : Les surcharges climatiques de neige et vent évaluées par les Règles Algériennes RNV99 sont trouvées faibles par rapport aux charges sismiques à cause de la présence des dalles pleines en béton armé de grandes masses.

❖ **Charges sismiques** : Elles sont évaluées par les Règles Algériennes RPA99/2003.

Bâtiment construit à M'sila → Zone IIa.

Sol meuble → S3.

Ouvrages de grande importance → Groupe d'usage 1B.

Ossature contreventée par palées triangulées en X →  $R = 4.00$ .

### 3.3- Calcul des sollicitations

Les sollicitations M, V et N appliquées sur les poutres et les poteaux constituant l'ossature de notre bâtiment sont calculées à l'aide du logiciel ROBOT (version 10) qu'il est basé sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les outils disponibles.

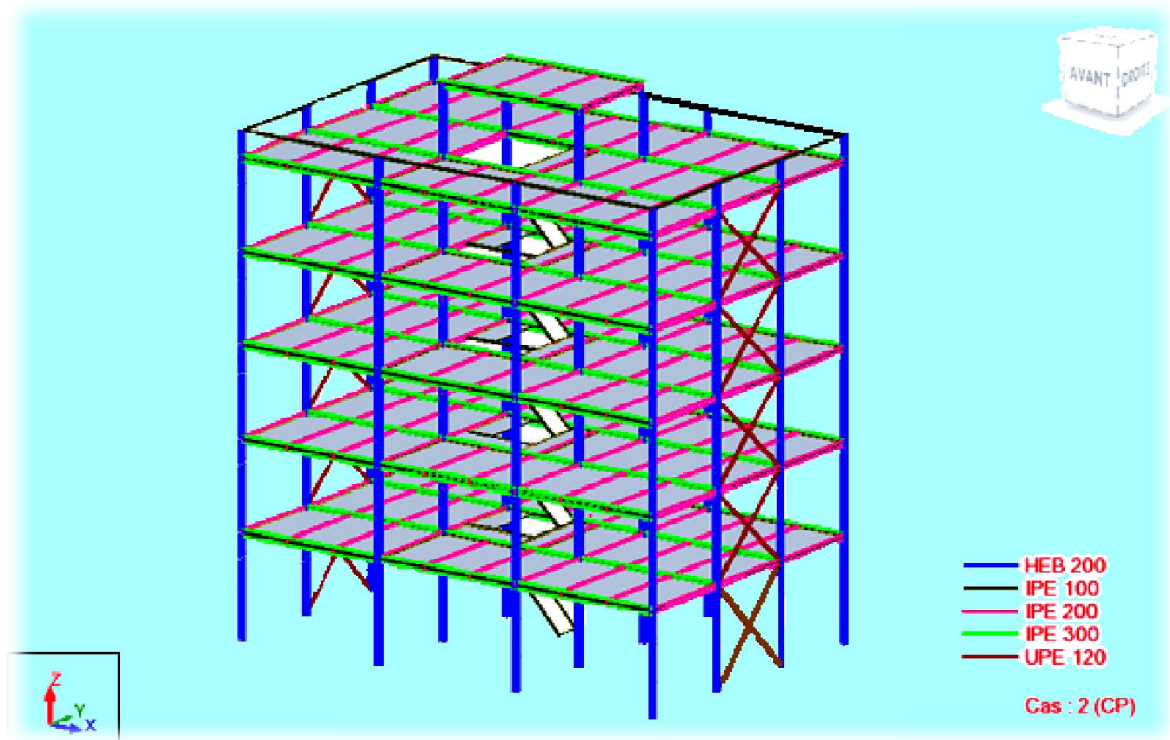


Figure 3.2. Modélisation du bâtiment par ROBOT.

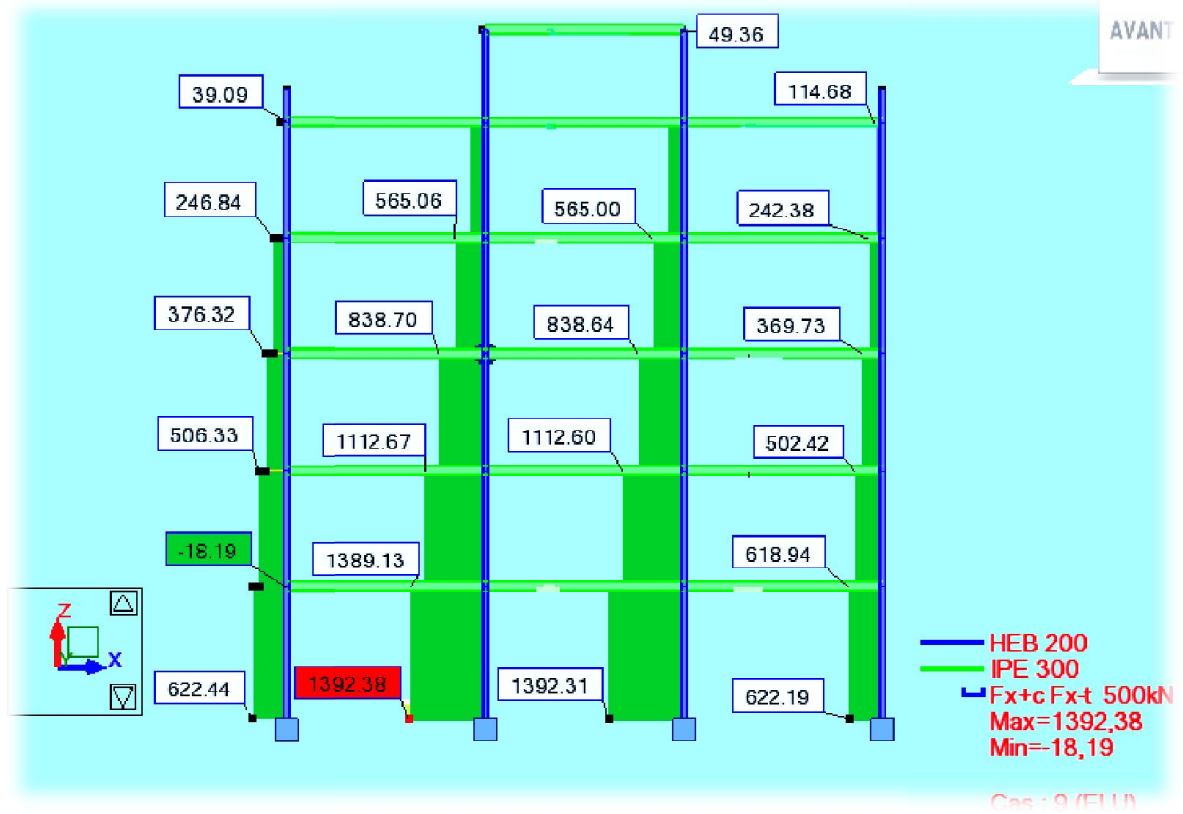


Figure 3.3. Diagramme des efforts de compression sur les poteaux.

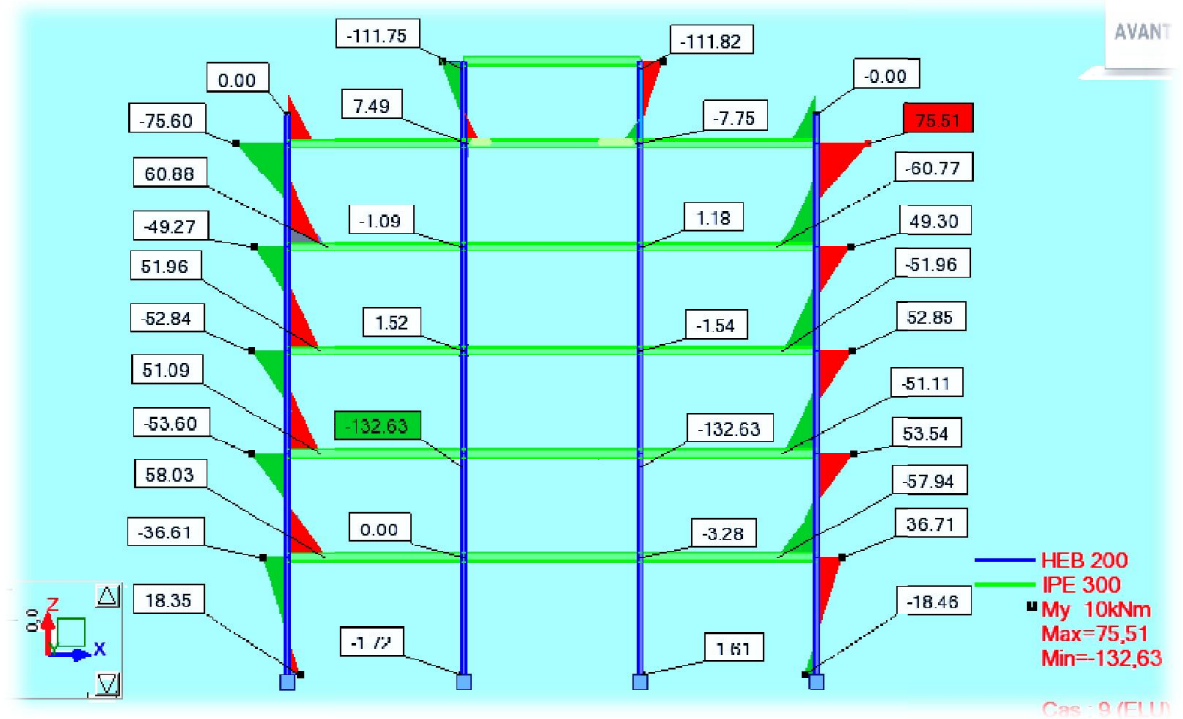


Figure 3.4 : Diagrammes des moments fléchissant ( $M_{y,sd}$ ) sur les poteaux.

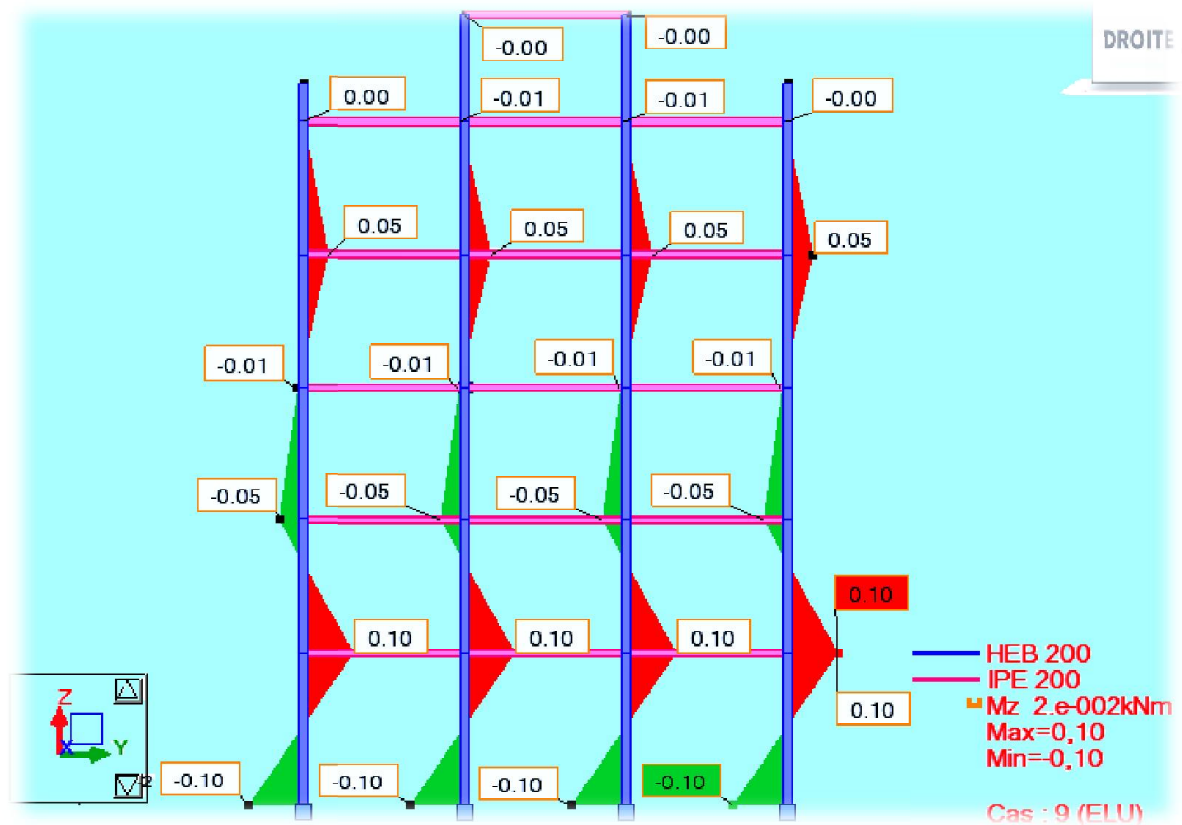


Figure 3.5 : Diagrammes des moments fléchissant ( $M_{z,sd}$ ) sur les poteaux.

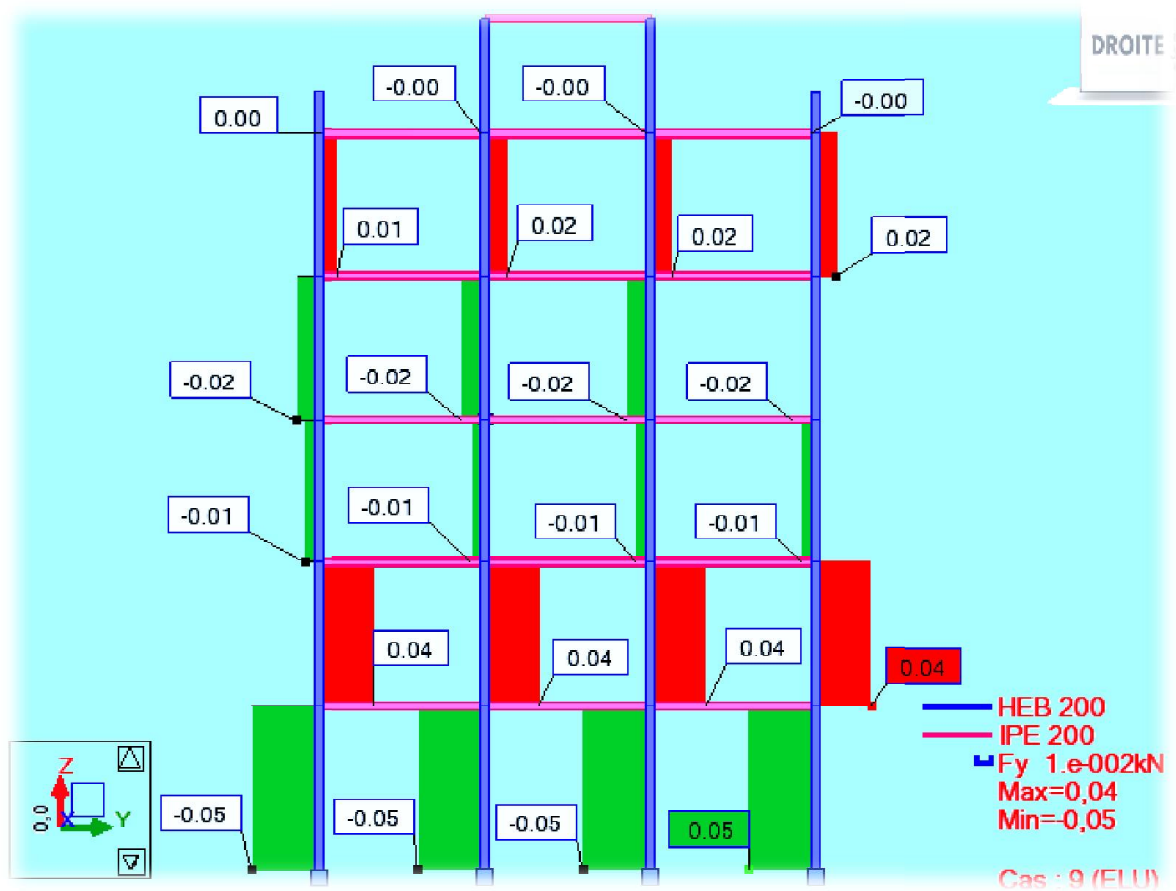


Figure 3.6 : Diagramme des efforts tranchants.

### 3.4- Vérification de la stabilité au flambement des poteaux

Les poteaux du bâtiment sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z), il s'agit alors de vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables. Les poteaux les plus sollicités sont ceux du RDC (Tableau 3.2).

Combinaison	$N_{sd}$	$M_{y,sd}$	$M_{z,sd}$
1.35G+1.5Q	1392.38KN	3.39KN.m	0.10KN.m

**Tableau 3.2:** Sollicitations ( $N_{sd}$ ,  $M_{y,sd}$ ,  $M_{z,sd}$ ) dans le poteau du RDC.

#### Données de base

Calculer un poteau continu d'un bâtiment multi-étagé sur la base des données suivantes :

L'acier est de nuance S235  $\Rightarrow \varepsilon = 1$

L'élanement élastique limite  $\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$ .  $\varepsilon = 93,9$

La section du HEB 200 (S235) est de classe 1  $\Rightarrow \beta_A = 1$ .

L'aire de la section :  $A = 78.08 \text{ cm}^2 = 7808 \text{ mm}^2$

Les rayons de girations :  $i_y = 8.54 \text{ cm}$  ;  $i_z = 5.07 \text{ cm}$

La hauteur de la section :  $h = 200 \text{ mm}$

La largeur de la semelle :  $b = 200 \text{ mm}$

L'épaisseur de la semelle :  $t_f = 15 \text{ mm}$

Les moments d'inerties :  $I_y = 5696 \text{ cm}^4$  ;  $I_z = 2003 \text{ cm}^4$

Les modules de flexion élastique :  $W_{el,y} = 569.6 \text{ cm}^3$  ;  $W_{el,z} = 200.3 \text{ cm}^3$

Les modules de flexion plastique :  $W_{pl,y} = 642.5 \text{ cm}^3$  ;  $W_{pl,z} = 305.8 \text{ cm}^3$

#### Longueur de flambement $\ell_f$ :

a) **Axe de flambement y - y (plan  $x \perp z$ , Portique à nœuds déplaçables):**

❖ **Longueur de flambement  $\ell_{fy}$  :**

➤ **Calcul de la distribution des rigidités dans les nœuds :**

Poteaux			Poutres			
$K_c$	$k_{c1}$	$k_{c2}$	$k_{11}$	$k_{12}$	$k_{21}$	$k_{22}$
$14.24cm^3$	$16.274cm^3$	$0cm^3$	$13.927cm^3$	$13.927cm^3$	$0cm^3$	$0cm^3$

**Tableau 3.3 :** Tableau des rigidités d'un portique à nœuds déplaçables.

Avec :

Les Poutres : IPE 300  $\rightarrow I_y = 8356cm^4$

➤ **Les facteurs de distribution de rigidité  $\eta_1$  et  $\eta_2$  :**

- **Le nœud 1 :**  $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = \frac{14.24 + 16.274}{14.24 + 16.274 + 13.927 + 13.927} = 0.522$
- **Le nœud 2 :**  $\eta_2 = 0 \rightarrow$  Pour un encastrement

$$\frac{l_{fy}}{l} = \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) - 0,6\eta_1\eta_2}} = \sqrt{\frac{1 - 0,2(0,52) - 0,12 \times 0,52 \times 0}{1 - 0,8(0,52) - 0,6 \times 0,52 \times 0}}$$

$$\frac{l_{fy}}{l} = 1.240 \rightarrow l_{fy} = 4.962m.$$

❖ **Langueur de flambement  $l_{fz}$  :**

**Calcul de la distribution des rigidités dans les nœuds :**

Poteaux			Poutres			
$K_c$	$k_{c1}$	$k_{c2}$	$k_{11}$	$k_{12}$	$k_{21}$	$k_{22}$
$5.007cm^3$	$5.723cm^3$	$0cm^3$	$3.643cm^3$	$3.643cm^3$	$0cm^3$	$0cm^3$

**Tableau 3.4 :** Tableau des rigidités d'un portique à nœuds Fixes.

Avec :

Les Poutres : IPE 200  $\rightarrow I_y = 1943cm^4$

**Les facteurs de distribution de rigidité  $\eta_1$  et  $\eta_2$  :**

Le nœud 1  $\rightarrow \eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{11} + K_{12}} = \frac{5.007 + 5.72}{5.007 + 5.723 + 3.643 + 3.643} = 0.60.$

Le nœud 2  $\rightarrow \eta_2 = 0 \rightarrow$  Pour un encastrement.

$$\frac{l_{fz}}{l} = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2 = 0,5 + 0,14(0,596) + 0,055(0,596)^2$$

$$\frac{l_{fz}}{l} = 0.616 \rightarrow l_{fz} = 0.616 \times 4.00 = 2.465m$$

### Effort critique élastique pour le mode de flambement approprié $N_{cr}$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_f^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 5696}{496.2} = 4788.930 \text{KN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_f^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 2003}{246.5} = 6827.835 \text{KN}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{78.08 \times 23.5}{4788.930}} = 0.618$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{78.08 \times 23.5}{6827.835}} = 0.518$$

Donc, il y'a risque de flambement autour les deux axes.

### La courbe de flambement:

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 1,2$$

$t_f = 15 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow$  autour de l'axe  $y-y \rightarrow$  la courbe «  $b$  »

La courbe «  $b$  »  $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$ .

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5(1 + 0,34 \cdot (0,62 - 0,2) + (0,62)^2) = 0,763$$

$t_f = 15 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow$  autour de l'axe  $z-z \rightarrow$  La courbe «  $c$  ».

La courbe «  $c$  »  $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$ .

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5(1 + 0,49 \cdot (0,518 - 0,2) + (0,518)^2) = 0,712$$

### Le coefficient de réduction :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,763 + \sqrt{(0,763)^2 - (0,62)^2}} = 0,827 \leq 1.$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,712 + \sqrt{(0,712)^2 - (0,518)^2}} = 0,833 \leq 1.$$

Entre les deux axes de flambement :  $\chi = \text{Min}(\chi_y, \chi_z) = \text{Min}(0,827 ; 0,833) = 0,827$

### 3.4.1- Vérification de la stabilité au flambement simple

L'effort résistant réduit :

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

$$N_{b,Rd} = 1694115 \text{ N} = 1694,115 \text{ KN}$$

Finalement, on vérifie :

$$N_{Sd} = 698.080 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1694,115 \text{ KN}$$

✓ Ce poteau résiste au flambement simple.

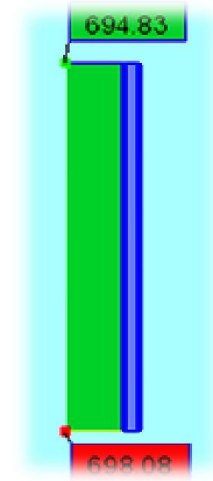


Figure 3.7 : Diagramme d'effort de compression sur le poteau la plus sollicité.

### 3.4.2- Vérification de la stabilité au flambement combiné (flambement avec flexion)

Pour faire la vérification il faut que :

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \max(0.619; 0.518) = 0.619 > 0.2$$

→ Condition vérifiée.

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{1392.38 \times 10^3}{0.84 \times \frac{7808 \times 235}{1.1}} = 1.009 > 0,1$$

→ Condition vérifiée.

Les 2 conditions sont simultanément vérifiées → Une vérification du flambement par flexion est nécessaire.

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

**Calcul le facteur de moment uniforme et axe de flexion :**

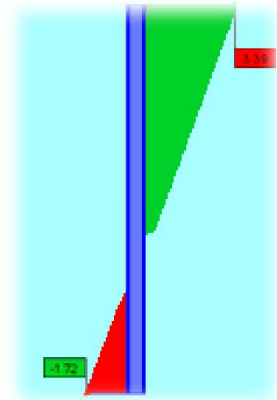
Le coefficient d'amplification de la flexion  $k_y$

$$\psi = \frac{\psi M}{M} = \frac{-1.72}{3.39} = -0.507$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.507) = 2.155$$

$$\mu_y = 0.618 \times (2 \times 2.155 - 4) + \left( \frac{642.5 - 569.6}{569.6} \right) = 0.320 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \left( \frac{0.320}{0.827} \times \frac{1392380}{7808 \times 235} \right) = 0.707 < 1.5$$



**Figure 3.8 :** Diagramme de moment fléchissant  $M_y$  du poteau la plus sollicité.

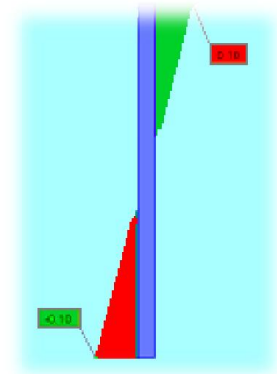
Le coefficient d'amplification de la flexion  $k_z$

$$\psi = \frac{\psi M}{M} = \frac{-0.10}{0.10} = -1$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-1) = 2.5$$

$$\mu_z = 0.52 \times (2 \times 2.5 - 4) + \left( \frac{305.8 - 200.3}{200.3} \right) = 1.044 \leq 0,9$$

$$k_z = 1 - \left( \frac{1.04}{0.83} \cdot \frac{1392380}{7808 \times 235} \right) = 0.049 \leq 1,5$$



**Figure 3.9 :** Diagramme de moment fléchissant  $M_z$  du poteau la plus sollicité.

$$\left[ \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{k_z \cdot M_{z, sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_z}{\gamma_{M1}}} \right]$$

$$= \left[ \frac{1392.380 \times 10^3}{0.827 \times \frac{78.08 \times 10^2 \times 235}{1.1}} \right] + \left[ \frac{0.707 \times 3.39 \times 10^3}{\frac{642.5 \times 10^3 \times 235}{1.1}} \right] + \left[ \frac{0.049 \times 0.10 \times 10^3}{\frac{305.8 \times 10^3 \times 235}{1.1}} \right] = 1$$

✓ Ce poteau résiste au flambement combiné.

### Conclusions

Dans ce projet de fin d'études, nous allons présenter en détail le calcul des poteaux métalliques selon le règlement Algérien **CCM97** en prenant en considération la vérification de leur stabilité au flambement.

Le travail de recherche a été menu selon 3 chapitres comme suit:

**Le 1<sup>er</sup> chapitre** : la conception des poteaux métalliques constituant l'ossature des bâtiments métalliques.

**-Le 2<sup>ème</sup> chapitre** : on a expliqué en détail comment vérifier la stabilité au flambement des poteaux métalliques selon le règlement Algérien **CCM97**.

**-Le 3<sup>ème</sup> chapitre** : on a donné un exemple d'application sur le dimensionnement des poteaux d'un bâtiment à étages multiples en charpente métallique, le calcul des sollicitations a été fait par le logiciel Robot (Version 2010).

A partir de cette étude, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Le flambement : phénomène très dangereux, il affecte les poteaux simplement comprimés (flambement simple) ou comprimés et fléchies (flambement flexion).
- ❖ Le règlement Algérien **C.C.M97** est un document peu clair, et les formules sont disposées d'indices difficilement compréhensibles. C'est un code trop théorique sans applications numériques.

### Perspectives

Comme perspective, nous proposons les thèmes suivants :

- Calcul des poteaux mixtes (Acier-Béton)
- Réalisation des essais expérimentaux sur les poteaux métallique.
- Elaboration des programmes pour le calcul des poteaux métalliques selon **C.C.M97** pour la faciliter des calculs.
- Etude comparative des résultats entre les deux logiciels (Sab2000 et ROBOT2010).

## Références bibliographiques

- [1] **BAEL91**-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites DTU P 18-702, Paris, 1999.
- [2] **BARAKA Abdelhak** - Cours de charpente métallique I selon le règlement Algérien CCM97 et l'Eurocode 3. Office des publications universitaires, 2013.
- [3] **CCM 97**- Règles de conception et de calcul des structures en Acier, Document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.44; Ministère de l'habitat Algérien 1997.
- [4] **C.M.66**- Règles de calcul des constructions en acier- Editions Eyrolles, Décembre 1966.
- [5] **DTR BC2.2**-Charges permanents et charges d'exploitation, édition du centre national de la recherche appliquée en génie parasismique CGS, Alger, 1991.
- [6] **Eurocode 3** - Calcul des constructions en acier, publiée par l'AFNOR, septembre 1994.
- [7]**JEAN MOREL** - Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3, Editions Eyrolles, 3ème tirage (1997).
- [8]**JEAN MOREL** - Structures Métalliques (CM66, Additif 80, Eurocode 3), Editions Eyrolles 2ème tirage (1997).
- [9]**Hirt M, Crisinel M** - Traité de génie civil - Charpentes métalliques, “conception et dimensionnement des halles et bâtiments”, Volume 11; édition des presses universitaires PPUR, Lausanne, Suisse 2005.
- [10] **RNV99** - Règlement Neige et Vent Algérienne, Document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.47, Ministère de l'habitat Algérien 1999.
- [11] **RPA99/2003** -Règles Parasismiques Algériennes, Document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.8, Ministère de l'habitat Algérien 2003.

### Logiciel

- [12]**Robot 2010** – Autodesk Robot Structural Analyses Profesional 2010.



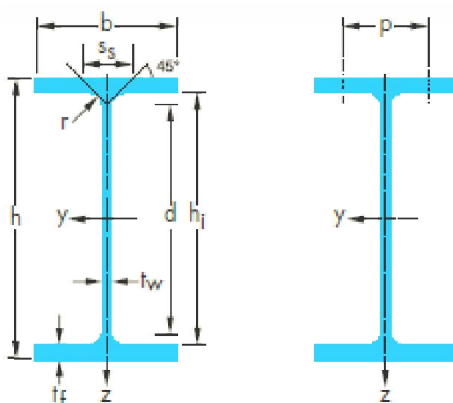
	$G$ Kg/ m	$I_y$ $cm^4$	$W_{el,y}$ $cm^3$	$W_{pl,y}$ $cm^3$	$i_y$ cm	$A_{pz}$ $cm^2$	$I_z$ $cm^4$	$W_{el,z}$ $cm^3$	$W_{pl,z}$ $cm^3$	$i_z$ cm	$s_s$ cm	$I_t$ $cm^4$	$I_w$ $cm^6$
HE 100AA	12.2	236.5	51.98	58.36	3.89	6.15	92.06	18.41	28.44	2.43	29.26	2.51	1.68
HE 100A	16.7	349.2	72.76	83.01	4.06	7.56	133.8	26.76	41.14	2.51	35.06	5.24	2.58
HE 100B	20.4	449.5	89.91	104.2	4.16	9.04	167.3	33.45	51.42	2.53	40.06	9.25	3.38
HE 100C	30.9	758.5	137.9	165.8	4.39	13.39	274.4	53.28	82.08	2.64	53.06	29.30	6.16
HE100M	41.8	1143	190.4	235.8	4.63	18.04	399.2	75.31	116.3	2.74	66.06	68.21	9.63
HE 120AA	14.6	413.3	75.85	84.12	4.72	6.90	158.8	26.47	40.62	2.93	29.26	2.78	4.24
HE 120A	19.9	606.2	106.3	119.5	4.89	8.46	230.9	38.48	58.85	3.02	35.06	5.99	6.47
HE 120B	26.7	864.4	144.1	165.2	5.04	10.96	317.5	52.92	80.97	3.06	42.56	13.84	9.41
HE 120C	39.2	1388	213.6	252.9	5.27	15.91	497.7	80.92	124.2	3.16	55.56	40.96	16.12
HE 120M	52.1	2018	288.2	350.6	5.51	21.15	702.8	111.6	171.6	3.25	68.56	91.66	24.79
HE 140AA	18.1	719.5	112.4	123.8	5.59	7.92	274.8	39.26	59.93	3.45	30.36	3.54	10.21
HE 140A	24.7	1033	155.4	173.5	5.73	10.12	389.3	55.62	84.85	3.52	36.56	8.13	15.06
HE 140B	33.7	1509	215.6	245.4	5.93	13.08	549.7	78.52	119.8	3.58	45.06	20.06	22.48
HE 140C	48.2	2330	310.6	363.8	6.16	18.62	830.3	116.1	177.7	3.68	58.06	55.68	36.64
HE 140M	63.2	3291	411.4	493.8	6.39	24.46	1144	156.8	240.5	3.77	71.06	120.0	54.33
HE 160AA	23.8	1283	173.4	190.4	6.50	10.38	478.7	59.84	91.36	3.97	36.07	6.33	23.75
HE 160A	30.4	1673	220.1	245.1	6.57	13.21	615.6	76.95	117.6	3.98	41.57	12.19	31.41
HE 160B	42.6	2492	311.5	354.0	6.78	17.59	889.2	111.2	170.0	4.05	51.57	31.24	47.94
HE 160C	59.2	3704	435.8	507.6	7.01	24.05	1302	159.8	244.9	4.16	64.57	79.21	75.04
HE 160M	76.2	5098	566.5	674.6	7.25	30.81	1759	211.9	325.5	4.26	77.57	162.4	108.1
HE 180AA	28.7	1967	235.6	258.2	7.34	12.16	730.0	81.11	123.6	4.47	37.57	8.33	46.36
HE 180A	35.5	2510	293.6	324.9	7.45	14.47	924.6	102.7	156.5	4.52	42.57	14.80	60.21
HE 180B	51.2	3831	425.7	481.4	7.66	20.24	1363	151.4	231.0	4.57	54.07	42.16	93.75
HE 180C	69.8	5543	583.5	675.0	7.89	27.30	1944	212.5	324.9	4.68	67.07	102.1	141.9
HE 180M	88.9	7483	748.3	883.4	8.13	34.65	2580	277.4	425.2	4.77	80.07	203.3	199.3
HE 200AA	34.6	2944	316.6	347.1	8.17	15.45	1068	106.8	163.2	4.92	42.59	12.69	84.49
HE 200A	42.3	3692	388.6	429.5	8.28	18.08	1336	133.6	203.8	4.98	47.59	20.98	108.0
HE 200B	61.3	5696	569.6	642.5	8.54	24.83	2003	200.3	305.8	5.07	60.09	59.28	171.1
HE 200C	81.9	8029	764.7	880.6	8.77	32.78	2794	275.3	421.0	5.17	73.09	135.1	251.7
HE 200M	103	10640	967.4	1135	9.00	41.03	3651	354.5	543.2	5.27	86.09	259.4	346.3

Annexe 2 : HE Poutrelles européennes à larges ailes (Caractéristiques)

	Flexion pure			Compression pure			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:200 1
	S235	S355	S460	S235	S355	S460			
HE 100AA	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 100A	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100B	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100C	1	1	-	1	1	-	✓		
HE100M	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120AA	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 120A	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120B	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120C	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 120M	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140AA	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 140A	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 140B	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140C	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 140M	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160AA	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 160A	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 160B	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160C	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 160M	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180AA	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 180A	1	1	3	1	1	3	✓	✓	✓
HE 180B	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180C	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 180M	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200AA	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 200A	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 200B	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200C	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 200M	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓

**Annexe 3 : Classification EN 1993-1-1: 2005**

## Poutrelles européennes (IPE)



	$G$ Kg/m	$I_y$ $cm^4$	$W_{el,y}$ $cm^3$	$W_{pl,y}$ $cm^3$	$i_y$ cm	$A_{vz}$ $cm^2$	$I_z$ $cm^4$	$W_{el,z}$ $cm^3$	$W_{pl,z}$ $cm^3$	$i_z$ cm	$s_s$ cm	$I_t$ $cm^4$	$I_w$ $cm^6$
IPE AA80	4.9	64.1	16.4	18.9	3.19	3.00	6.85	2.98	4.7	1.04	17.5	0.40	0.09
IPE A80	5.0	64.4	16.5	19.0	3.18	3.07	6.85	2.98	4.7	1.04	17.6	0.42	0.09
IPE 80	6.0	80.1	20.0	23.2	3.24	3.58	8.49	3.69	5.8	1.05	20.1	0.70	0.12
IPE AA100	6.7	136	27.9	31.9	3.98	4.40	12.6	4.57	7.2	1.21	20.8	0.73	0.27
IPE A100	6.9	141	28.8	33.0	4.01	4.44	13.1	4.77	7.5	1.22	21.2	0.77	0.28
IPE 100	8.1	171	34.2	39.4	4.07	5.08	15.9	5.79	9.2	1.24	23.7	1.20	0.35
IPE AA120	8.4	244	41.7	47.6	4.79	5.36	21.1	6.59	10.4	1.41	21.6	0.95	0.66
IPE A120	8.7	257	43.8	49.9	4.83	5.41	22.4	7.00	11.0	1.42	22.2	1.04	0.71
IPE 120	10.4	318	53.0	60.7	4.90	6.31	27.7	8.65	13.6	1.45	25.2	1.74	0.89
IPE AA140	10.1	407	59.7	67.6	5.64	6.14	33.8	9.27	14.5	1.63	22.4	1.19	1.46
IPE A140	10.5	435	63.3	71.6	5.70	6.21	36.4	10.0	15.5	1.65	23.2	1.36	1.58
IPE 140	12.9	541	77.3	88.3	5.74	7.64	44.9	12.3	19.3	1.65	26.7	2.45	1.98
IPE AA160	12.1	646	82.6	93.9	6.47	7.24	51.6	12.6	19.6	1.83	23.4	1.57	2.93
IPE A160	12.7	689	87.8	99.1	6.53	7.80	54.4	13.3	20.7	1.83	26.3	1.96	3.09
IPE 160	15.8	869	109	124	6.58	9.66	68.3	16.7	26.1	1.84	30.3	3.60	3.96
IPE AA180	14.9	1020	116	131	7.32	9.13	78.1	17.2	26.7	2.03	27.2	2.48	5.64
IPE A18	15.4	1063	120	135	7.37	9.20	81.9	18.0	28.0	2.05	27.8	2.70	5.93
IPE 180	18.8	1317	146	166	7.42	11.3	101	22.2	34.6	2.05	31.8	4.79	7.43
IPE O180	21.3	1505	165	189	7.45	12.7	117	25.5	39.9	2.08	34.5	6.76	8.74
IPE AA200	18.0	1533	156	176	8.19	11.4	112	22.4	35.0	2.21	32.0	3.84	10.1
IPE A200	18.4	1591	162	182	8.23	11.5	117	23.4	36.5	2.23	32.6	4.11	10.5
IPE 200	22.4	1943	194	221	8.26	14.0	142	28.5	44.6	2.24	36.7	6.98	13.0
IPE O200	25.1	2211	219	249	8.32	15.5	169	33.1	51.9	2.30	39.3	9.45	15.6
IPE AA220	21.2	2219	205	230	9.07	12.8	165	29.9	46.5	2.47	33.6	5.02	17.9
IPE A220	22.2	2317	214	240	9.05	13.6	171	31.2	48.5	2.46	34.5	5.69	18.7
IPE 220	26.2	2772	252	285	9.11	15.9	205	37.3	58.1	2.48	38.4	9.07	22.7
IPE O 220	29.4	3134	282	321	9.16	17.7	240	42.8	66.9	2.53	41.1	12.3	26.8

Annexe 4 : Poutrelles européennes a ailes parallèles

	$G$ Kg/ m	$I_y$ $cm^4$	$W_{el,y}$ $cm^3$	$W_{pl,y}$ $cm^3$	$i_y$ cm	$A_{vz}$ $cm^2$	$I_z$ $cm^4$	$W_{el,z}$ $cm^3$	$W_{pl,z}$ $cm^3$	$i_z$ cm	$s_s$ cm	$I_t$ $cm^4$	$I_w$ $cm^6$
<b>IPE AA240</b>	24.9	3154	267	298	9.97	15.3	231	38.6	60.0	2.70	38.4	7.33	30.1
<b>IPE A240</b>	26.2	3290	278	312	9.94	16.3	240	40.0	62.4	2.68	39.4	8.35	31.3
<b>IPE 240</b>	30.7	3892	324	367	9.97	19.1	284	47.3	73.9	2.69	43.4	12.9	37.4
<b>IPE O240</b>	34.3	4369	361	410	10.0	21.4	329	53.9	84.4	2.74	46.2	17.2	43.7
<b>IPE A270</b>	30.7	4917	368	413	11.2	18.8	358	53.0	82.3	3.02	40.5	10.3	59.5
<b>IPE 270</b>	36.1	5790	429	484	11.2	22.1	420	62.2	97.0	3.02	44.6	15.9	70.6
<b>IPE O270</b>	42.3	6947	507	575	11.4	25.2	514	75.5	118	3.09	49.5	24.9	87.6
<b>IPE A300</b>	36.5	7173	483	542	12.4	22.3	519	69.2	107	3.34	42.1	13.4	107
<b>IPE 300</b>	42.2	8356	557	628	12.5	25.7	604	80.5	125	3.35	46.1	20.1	126
<b>IPE O300</b>	49.3	9994	658	744	12.6	29.1	746	98.1	153	3.45	51.0	31.1	158
<b>IPE A330</b>	43.0	10230	626	702	13.7	27.0	685	85.6	133	3.54	47.6	19.6	172
<b>IPE 330</b>	49.1	11770	713	804	13.7	30.8	788	98.5	154	3.55	51.6	28.2	199
<b>IPE O330</b>	57.0	13910	833	943	13.8	34.9	960	119	185	3.64	56.6	42.2	246
<b>IPE A360</b>	50.2	14520	812	907	15.1	29.8	944	11	172	3.84	50.7	26.5	282
<b>IPE 360</b>	57.1	16270	904	1019	15.0	35.1	1043	123	191	3.79	54.5	37.3	314
<b>IPE O360</b>	66.0	19050	1047	1186	15.1	40.2	1251	146	227	3.86	59.7	55.8	380
<b>IPE A400</b>	57.4	20290	1022	1144	16.7	35.8	1171	130	202	4.00	55.6	34.8	432
<b>IPE 400</b>	66.3	23130	1160	1307	16.6	42.7	1318	146	229	3.95	60.2	51.1	490
<b>IPE O400</b>	75.7	26750	1324	1502	16.7	48.0	1564	172	269	4.03	65.3	73.1	588
<b>IPE A450</b>	67.2	29760	1331	1494	18.7	42.3	1502	158	246	4.19	58.4	45.7	705
<b>IPE 450</b>	77.6	33740	1500	1702	18.5	50.9	1676	176	276	4.12	63.2	66.9	791
<b>IPE O450</b>	92.4	40920	1795	2046	18.7	59.4	2085	217	341	4.21	70.8	109	998
<b>IPE A500</b>	79.4	42930	1728	1946	20.6	50.4	1939	194	302	4.38	62.0	62.8	1125
<b>IPE 500</b>	90.7	48200	1930	2194	20.4	59.9	2142	214	336	4.31	66.8	89.3	1249
<b>IPE O 500</b>	107	57780	2284	2613	20.6	70.2	2622	260	409	4.38	74.6	144	1548

**Annexe 5 : Poutrelles européennes a ailes parallèles  
(Suite)**

## ملخص

بصدد إعداد مشروع مذكرة التخرج نقوم بدراسة خاصة بحساب الأعمدة المعدنية مع الأخذ بعين الاعتبار التحقق من استقرار الانبعاج. حيث يتكون هذا الأخير من مقدمة لمشكلة انبعاج الأعمدة المعدنية، الفصل الأول، تقديم تصميم الأعمدة المعدنية التي تشكل الهياكل المعدنية. الفصل الثاني، شرح مفصل لكيفية التحقق من استقرار الأعمدة المعدنية ضد الانبعاج وفقاً للقانون الجزائري CCM97. الفصل الثالث، مثال تطبيقي حول أبعاد أعمدة مبنى متعدد الطوابق مصنوع من الهياكل المعدنية، حساب التأثيرات يتم بواسطة برنامج Robot (الإصدار 2010).

هذا العمل هو عبارة عن دليل عملي موجه خصيصاً لمهندسين معماريين في مكاتب التصميم الجزائرية

**الكلمات المفتاحية:** عمود معدني، الانبعاج، القانون الجزائري CCM97.

## Résumé

Notre projet de fin d'études est consacré au calcul des poteaux métalliques en prenant en considération la vérification de leur stabilité au flambement. Après une introduction sur la problématique de flambement des poteaux métalliques, on a présenté dans le premier chapitre la conception des poteaux métalliques constituant l'ossature des bâtiments métalliques. Dans le deuxième chapitre, on a expliqué en détail comment vérifier la stabilité au flambement des poteaux métalliques selon le règlement Algérien CCM97. Dans le troisième chapitre, on a donné un exemple d'application sur le dimensionnement des poteaux d'un bâtiment à étages multiples en charpente métallique, le calcul des sollicitations a été fait par le logiciel Robot (Version 2010).

Ce travail de fin d'études est un guide pratique destiné particulièrement aux ingénieurs praticiens dans les bureaux d'étude Algériens.

**Mots clés :** Poteaux métalliques, le flambement, le règlement algérien CCM97.

## Abstract

Our graduation project is devoted to the calculation of metal columns taking into consideration the verification of their buckling stability. An introduction to the problem of buckling metal poles, in the first chapter, the design of the metal columns constituting the framework of metal buildings has been presented. In the second chapter, it was explained in detail how to check the buckling stability of metal columns according to the Algerian CCM97 regulation. In the third chapter, an example of application has been given on the dimensioning of the columns of a multi-storey building with a metal frame; the calculation of the solicitations was made by the software Robot (Version 2010).

This graduation work is a practical guide specifically intended for practicing engineers in Algerian design offices.

**Key words:** metal columns, buckling, according to the Algerian CCM97.