



Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE : (Master)

Filière : Génie Civil
Options : Structure

THÈME :

**Etude comparative entre les poteaux métalliques et les poteaux mixtes
(acier-béton)**

Préparé par : -MERAKCHI SLIMANE

-GHAZI YAZID

Soutenu le : 06-07-2019

Encadreur : Mme MAZOUZ Aida

Devant le jury :

Président : DJELOUL Chafia

Examinateur : LOGZIT Nacer

Examinateur : ZIANI Hocine

Année Universitaire : 2018-2019

Avant tout, louanges et remerciement à **ALLAH**; qui nous comblé de ses bienfaits, en nous accordant-sans mérite de notre part- la chance de recherche la science et le savoir, la santé et la patience durant toutes ces années d'études et pour la réalisation de ce modeste travail que j'espère être utile.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à **Mme MAZUZ Aida**, pour avoir contribué efficacement à l'élaboration de ce mémoire, avec ses orientations, ses conseils, et sa patience.

Et pour conclure, j'exprime tout mon respect et remerciements à Mesdames et Messieurs les membres de jurys qui me feront l'honneur de juger ce modeste travail.

DEDICACE



*Tout d'abord, Dieu merci
Je Dédier ce travail à mon père la miséricorde de
Dieu et ma mère.
Je le dédie aussi à Mes chers parents Et ma chère
mère.
Je le Dédie A mes frères : hassane, Hansi, Nasr Eddine
et Sif Eddine.
Je le dédie à mes sœurs : Fatima, Malek et Lamis.
A tous les Amis
Et Les Amis D'études Surtout les étudiant de
Master 2
Promotion 2019.*



SLIMANE

DEDICACE



*Tout d'abord, Dieu merci
Je Dédier ce travail à mon père la miséricorde de
Dieu et ma mère.*

*Je le dédie aussi à tous mes amis
Je le Dédie à mon frère : Abd Rahim.*

*Je le dédie à mes sœurs
Et Les Amis D'études Surtout les étudiant de
Master 2
Promotion 2019.*



Yazid

Résumé :

Ce travail de fin d'études traite, dans le détail, le calcul des poteaux métalliques ainsi que les poteaux mixtes (acier-béton) de section doublement symétrique, soumis à la compression, et à la flexion . Les poteaux peuvent être considérés isolés ou bien installés au sein d'une ossature rigide ou souple.. . et à la fin, ce travail se termine par des applications numériques afin de faciliter les opérations de calcul pour les ingénieurs travaillant dans les bureaux d'étude algériens .

Mots clés :

Poteau métallique ,poteau mixte (acier-béton), compression, flambement, flexion composée, CCM97 , Eurocode 3 Eurocode 4.

ملخص:

عمل نهاية الدراسة هذا يعمل بالتفصيل علي دراسة الاعمدة المعدنية بالإضافة الي الاعمدة الخرسانية (الصلب و الخرسانة) ذات مقطع ثنائي التناظر معرض للضغط و الانحناء يمكن اعتبار الاعمدة معزولة او مثبتة داخل اطار صلب او مرن ..و كخطوة أخيرة قمنا بتطبيقات رقمية لتسهيل عملية الدراسة و الحساب للمهندسين العاملين في مكاتب التصميم الجزائرية .
كلمات مفتاحية: اعمدة صلبة، اعمدة خرسانية (صلب-خرسانة) ، ضغط، انبعاج، انحناء مركب.

.CCM97 , Eurocode 3 Eurocode 4

Abstract :

The present study deals with the calculation of the metallic poles as well as the mixed poles (steel-concrete) of the doubly symmetrical section, submitted to compression and bending. The poles can be considered isolated or installed within a rigid or flexible frame. The study culminates with some digital applications in order to facilitate the operations of calculation for the engineers working in the engineering offices in Algeria.

Keywords: Metal pole, mixed pole (steel-concrete), compression, buckling, compound bending, CCM97, Eurocode 3, Eurocode 4.

<u>INTRODUCTION GENERALE</u>	1-2
<u>CHAPITRE I : conception des poteaux métalliques</u>	
<u>I.1- INTRODUCTION :</u>	4
<u>I.2-LES DIFFERENTES SECTIONS DES POTEUX METALLIQUES :</u>	4
<u>I.3- TYPES DE POTEUX METALLIQUES :</u>	5
<u>I.4 -TYPE DE POTEAU COMPOSE ET LEUR APPLICATION :</u>	7
<u>I.4.1 - Généralités :</u>	7
<u>I.4.2- Poteaux composés en treillis</u>	10
<u>I.4.3- Poteaux composés à barrettes de liaison</u>	11
<u>I-5- FIXATION DES POTEUX AU SOL :</u>	12
<u>I.5.1-Les Tige D'ancrage :</u>	13
<u>I.5.2-Les pieds de poteaux Articulé</u>	14
<u>I.5.3-Les pieds de poteaux encastrés:</u>	14
<u>I.5.4 -Classification des sections transversales :</u>	15
<u>I.6- Conditions pour la classification des sections transversales :</u>	17
<u>CHAPITRE II : calcul des poteaux métalliques selon l'EUROCODE3</u>	
<u>II.1-Introduction :</u>	21
<u>II.2-Le flambement :</u>	21
<u>II.3- longueur de flambement :</u>	22
<u>II.3.1- Longueurs de flambement sous conditions aux limites parfaites :</u>	22
<u>II.3.2- longueurs de flambement des poteaux de bâtiments étagés :</u>	23
<u>II.4 - Calcul de la distribution des rigidités dans les nœuds :</u>	24
<u>II.4.1- longueur de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds fixes :</u>	25
<u>II.4.2- longueur de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds déplaçable:</u>	26
<u>II.5- Longueurs de flambement pour les poteaux de portiques simples:</u>	26
<u>II.5.1-Vérification du flambement simple :</u>	29
<u>II.5.2- Coefficient de réduction χ :</u>	29
<u>II.5.3- Calcul pratique du flambement :</u>	30
<u>II.6- Vérification d'un poteau composé :</u>	33
<u>II.6.1-Poteau composé à treillis :</u>	36
<u>II.6.2- Poteau composé à traverses de liaisons (barrettes)</u>	38
<u>II.6.3- Poteau composé à membrures faiblement espacées :</u>	40
<u>II.7- Vérification des éléments fléchis et comprimés</u>	42

<u>II.7.1- Introduction</u> :	42
<u>II.7.2- Vérification du flambement par flexion « flambement combiné »</u> :	42
<u>II.7.2.1- Pour les sections de classe 1 et 2</u> :	42
<u>II.7.2.2- pour les sections de classe 3</u> :	44
<u>II.7.2.3- pour les sections de classe 4</u> :	45
<u>II.7.3- Organigrammes récapitulatifs de calculs</u> :	45
<u>II.7.3.1- Sous effort axial de compression N</u> :	45
<u>II.8- Conclusion</u>	48

CHAPITRE III : conception des poteaux mixte selon L'EUROCODE4

<u>III.1- Etude des poteaux mixte a la compression</u>	50
<u>III.1.1- Introduction:</u>	50
<u>III.1.2- Méthodes de calcul:</u>	50
<u>III.1.3- Méthode générale de calcul</u> :	50
<u>III.1.4- Méthode simplifiée de calcul</u>	51
<u>III.1.4.1-Conditions d'application de la méthode simplifiée</u>	51
<u>III.1.5 - Poteaux mixtes soumis à compression axiale</u>	52
<u>III.1.5.1-Résistance des sections transversales aux charges axiales</u>	52
<u>III.1.5.2- Elancement réduit</u> :.....	53
<u>III.1.5.3- Résistance au flambement</u>	54
<u>III.1.6 -Flambement des poteaux mixtes</u> :	55
<u>III.1.6.1 -Définition du phénomène du flambage</u> :.....	55
<u>III.1.7 - Organigrammes récapitulatifs de calculs</u>	56
<u>III.2- ETUDE DES POTEAUX MIXTES A LA FLEXION COMPOSEE</u>	59
<u>III.2.1- Introduction</u>	59
<u>III.2.2-Résistance des poteaux mixtes à la compression et à la flexion uni-axiale combinée</u> <u>($N+M_x$)</u>	59
<u>III.2.2.1- Courbe d'interaction</u>	59
<u>III.2.2.2-Amplification de second ordre des moments de flexion</u>	63
<u>III.2.3-Résistance des poteaux mixtes à la compression et à la flexion bi-axiale</u> <u>combinée($N+M_y+M_z$)</u>	65
<u>III.2.4- voilement local</u>	66
<u>III.2.5- Résistance à l'effort tranchant</u>	66

CHAPITRE IV : Exemple d'aplication

<u>IV.1- INTRODUCTION :</u>	70
<u>IV.2- Ossature d'un bâtiment mixte à étages multiples</u>	70
<u>IV.2.1- Pré dimensionnement des éléments porteurs</u>	71
<u>IV.2.2- Charges et surcharges agissant sur le bâtiment</u>	72
<u>IV.3- Dimensionnement d'un poteau mixte totalement enrobés de béton</u>	73
<u>IV.4- Dimensionnement d'un poteau métallique :</u>	93
CONCLUSION GENERALE	97

CHAPITRE I : conception des poteaux métalliques

<u>FIGURE I.1. DIFFERENTS SECTIONS DES POTEAUX METALLIQUES</u>	5
<u>FIGURE I .2. SECTIONS EN I</u>	5
<u>FIGURE I.3. SECTIONS EN CAISSON RECTANGULAIRES ET SECTIONS PLEINES EN ACIER</u>	6
<u>FIGURE I.4. PROFILES CREUX</u>	6
<u>FIGURE I.5. MONTANTS EN PROFILS COMPOSES 3</u>	7
<u>FIGURE I.6. MONTANT SUPPORT DE BARDAGE BI-ARTICULE AUX EXTREMITES3</u>	8
<u>FIGURE I.7. POTEAU COMPOSE SUPPORTANT UNE POUTRE DE ROULEMENT DE PONT ROULANT</u>	8
<u>FIGURE I.8. POTEAUX COMPOSES3</u>	9
<u>FIGURE I.9. DIFFERENTES DISPOSITIONS DE TREILLIS3</u>	11
<u>FIGURE I.10. BARRE COMPRIMEE A BARRETTES AVEC DEUX TYPES DE MEMBRURES3</u>	12
<u>FIGURE I.11. PIED DE POTEAUX ARTICULE</u>	12
<u>FIGURE I.12. LA PLATINE D'EXTREMITE</u>	13
<u>FIGURE I.13. LES TIGES D'ANCRAGE</u>	13
<u>FIGURE I.14. PIED DE POTEAUX ARTICULE</u>	14
<u>FIGURE I.15. PIED DE POTEAUX ARTICULE</u>	14
<u>FIGURE I.16. PAROIS INTERNES ET PAROIS EN CONSOLE 3</u>	15
<u>Figure I.17. Classification des sections transversales 5</u>	19

Chapitre II : calcul des poteaux métalliques selon L'EUROCODE 3

<u>Figure II. 1. flambement d'un poteau bi articulé</u>	22
<u>Figure II. 2. Modes d'instabilités des structures à nœuds fixes et déplaçables</u>	23
<u>Figure II. 3. Structures de bâtiments avec systèmes de contreventements</u>	24
<u>Figure II. 4. Structures de bâtiments non contreventée</u>	24
<u>Figure II. 5. Facteur de distribution aux nœuds d'un poteau</u>	24
<u>Figure II. 6. Longueur de flambement pour mode fixe</u>	26
<u>Figure II .7. Longueur de flambement pour mode déplaçable</u>	26
<u>Figure II.8. Structure en portique simple et modes de déplacements</u>	26
<u>Figure II.9. Longueurs de flambement dans le sens transversal d'un poteau</u>	28
<u>Figure II.10. Courbes de flambement</u>	30
<u>Figure II .11. Exemples d'utilisation des poteaux composés</u>	34
<u>Figure II.12. Composition d'un poteau avec barrettes (a) au avec treillis (b)</u>	34
<u>Figure II. 13. Plans de flambement d'un poteau composé</u>	35

<u>Figure II. 14. Longueur de flambement d'un poteau composé</u>	35
<u>Figure II .15. Treillis en V sur les faces opposées des membrures</u>	36
<u>Figure II .16. Définition des grandeurs A_f et h_0 cas de treillis</u>	37
<u>Figure II. 17. Poteau composé à quatre plans de treillis</u>	38
<u>Figure II .18. Définition des grandeurs A_f et h_0 cas de barrettes</u>	39
<u>Figure II. 19. Moments et efforts tranchants dus à la liaison par traverses</u>	40
<u>Figure II. 20. Barres composées à membrures faiblement espacées</u>	41
<u>Figure II.21. Barres composées de corières disposées en croix liaisonnées par paires de barrettes en croix</u>	41
<u>Figure II.22. Organigramme de calcul compressions simple selon l'EUROCODE3</u>	46
<u>Figure II.23. Organigramme de calcul du coefficient de réduction χ</u>	47

Chapitre III : conception des poteaux mixtes selon L'EUROCODE 4

<u>Figure III.1- courbe de flambement</u>	55
<u>Figure III.2- flambement sous un effort de compression.</u>	55
<u>Figure III.3- Flambement des poteaux mixtes :</u>	56
<u>Figure III.4- Organigramme de calcul la résistance à la compression axiale d'un poteau mixte</u> ..	58
<u>Figure III.5- Exemple type d'actions primaires appliquées au poteau</u>	59
<u>Figure III.6- Courbe d'interaction pour la résistance en compression et en flexion uni-axiale</u>	60
<u>Figure III.7- Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction</u>	61
<u>Figure III.8- Courbe d'interaction pour la vérification en compression et flexion uni-axiale</u>	63
<u>Figure III.9- Valeurs typiques de χ_n</u>	64
<u>Figure III.10- Calcul de compression et flexion bi-axiale</u>	65
<u>Figure III.11- Organigramme de calcul de la résistance à la flexion composée d'un poteau mixte</u>	68

Chapitre IV : EXEMPLE D'APPLICATION

<u>Figure IV.1- Ossature d'un bâtiment mixte à étages multiples</u>	71
<u>Figure IV.2- Poteau enrobé de béton</u>	74
<u>Figure IV.3- Section transversale du poteau mixte</u>	75
<u>Figure IV.4- Longueur de flambement</u>	79
<u>Figure IV.5- Poteau mixte comprimé et fléchi</u>	81
<u>Figure IV.6- courbe d'interaction M-N de la section mixte selon l'axe fort YY</u>	85
<u>Figure IV.7- courbe d'interaction adimensionnelle selon l'axe fort YY</u>	86
<u>Figure IV.8- courbe d'interaction M-N de la section mixte selon l'axe faible ZZ</u>	89

Figure IV.9- courbe d'interaction adimensionnelle selon l'axe fable ZZ	90
--	----

CHAPITRE I :Conception des poteaux métalliques

<u>TABLEAU I.1 : CALCUL AUX ETATS LIMITE ULTIMES –DEFINITION DES MODELISATIONS1</u>	16
---	----

CHAPITRE II :calcul des poteaux métalliques selon L'EUROCODE 3

<u>Tableau II.1. longueurs de flambement selon les conditions aux limites</u>	23
<u>Tableau II. 2. Rigidité effective k_{ij} d'une poutre</u>	25
<u>Tableau II.3. Exemples de longueurs de flambement dans le plan du portique selon la condition aux limites des poteaux</u>	27
<u>Tableau II.4. Facteur d'imperfection α</u>	30
<u>Tableau II.5. Les valeurs des pour les différentes nuances d'acier</u>	30
<u>Tableau II. 6. Coefficient de réduction χ</u>	31
<u>Tableau II .7. Choix de la courbe de flambement correspondant à une section</u>	32
<u>Tableau II. 8. Rigidité de cisaillement des treillis de barres composées</u>	37
<u>Tableau II .9. Longueurs de flambement des membrures en cornières d'un élément composé de treillis sur quatre cotés</u>	38
<u>Tableau II. 10. Facteur d'efficacité μ</u>	39
<u>Tableau II. 11. La rigidité au cisaillement des traverses de liaisons</u>	40
<u>Tableau II . 12. Espacement maximal des éléments de liaison des membrures faiblement espacées</u>	41
<u>Tableau II. 13. Facteurs de moment uniforme équivalent β_M</u>	43
<u>Tableau II. 14. choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion</u>	44
Chapitre IV: EXEMPLE D'APPLICATION	
<u>Tableau IV.1- valeurs des charges permanentes et d'exploitations à chaque étage</u>	72
<u>Tableau IV.2-caractéristiques de l'HEB 280</u>	75
<u>Tableau IV.3- Moment de flexion admissible en sollicitation combinée (N-M)</u>	91
<u>Tableau IV.4- caractéristique de l'HEB 280</u>	94

- A Aire de la section transversal
- A_a Aire de la section d'acier
- A_S Aire de la section d'armature
- A_C Aire de la section du béton
- b Largeur de la section
- B Largeur de la section transversale du Poteau
- e Excentricité de charge, ou épaisseur de profile
- E_a Valeur caractéristique du module d'élasticité de l'acier de construction
- E_S Valeur caractéristique du module d'élasticité de l'acier des armatures
- E_C Valeur caractéristique du module d'élasticité du béton
- E_{cm} Module sécant du béton
- $(EI)_e$ Rigidité flexionnelle
- f_y Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de construction
- f_{sk} Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier d'armature
- f_{ck} Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur éprouvette cylindrique à 28 jours
- h Hauteur de la section
- L Longueur du Poteau
- L_f Longueur de flambement en situation d'incendie
- N_{cr} La charge élastique critique
- $I_a, I_c \text{ et } I_s$ Inerties flexionnelles
- $N_{pl.rd}$ Résistance plastique
- $M_{Max.rd}$ Moment résistant maximum
- $M_{pl.rd}$ Moment résistant maximum

- W_{pa} modules de résistance plastique de l'acier
- W_{ps} modules de résistance plastique de l'armature
- W_{pc} modules de résistance plastique de béton
- t Epaisseur de la paroi du profil
- t_f Epaisseur de la semelle
- t_w Epaisseur de l'âme
- ε Déformation, ou rapport
- σ Contrainte
- λ Facteur d'élancement
- $\bar{\lambda}$ L'élancement réduit du poteau mixte
- ϕ Diamètre d'une barre
- a Facteur de réduction, ou paramètre d'imperfection généralisée
- φ le paramètre d'imperfection généralisée
- ρ Densité volumique, courbure, ou taux d'armature
- χ Facteur de réduction
- η_{a0} les valeurs de h_a pour une excentricité nulle
- η_{c0} les valeurs de h_c pour une excentricité nulle.



Introduction
Générale

1 - Introduction

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

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts. Bien que de nature franchement différente, ces deux matériaux sont complémentaires:

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.

Un élément mixte est généralement porteur; il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes:

- Les poutres mixtes,
- Les dalles mixtes,
- Les poteaux mixtes.

2- Avantage des constructions mixtes

la section mixte présente les avantages suivants par rapport à une section métallique ou à une section en béton armé :

- Elle permet une réalisation rapide.
- Il n'y a aucun besoin de coffrage parce que les profilés en acier peuvent être employés comme soutient d'éléments de coffrage de bois pour le béton, ou avec l'aide de quelques

appuis verticaux provisoires. Le coffrage de bois de construction peut être remplacé par des éléments de béton préfabriqué ou de tôle en acier.

- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles).
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si les semelles sont enrobées de béton ou se trouvant dans l'épaisseur de la dalle.
- Le béton assure une protection de l'acier contre le feu.
- Le béton assure une protection de l'acier contre la corrosion.

3- Problématique :

Les constructions mixtes (acier-béton) sont couramment utilisées pendant ces dernières décennies (dans les U.S.A, Japon, Chine, Russie et dans les pays européens) en particulier dans le cas de bâtiments administratifs, bâtiments industriels, parkings et ponts mixtes. Mais malgré les avantages que présente ce type de construction, elles sont rarement utilisées en Algérie pour les raisons suivantes :

- Le manque d'expérience dans le domaine de constructions mixtes
- L'insuffisance de la main d'œuvre qualifiée et les équipements appropriés
- La non existence d'un code algérien de calcul des constructions mixtes.

4- Objectif:

Cette situation a attiré notre attention pour prendre l'initiative de préparer une méthode pratique de calcul des poteaux mixtes qui sera applicable dans les bureaux d'études algériens. Ensuite, on présente une étude comparative de cette méthode avec celle des poteaux métalliques.

5- Organisation du mémoire :

Ce mémoire se compose d'une introduction et de quatre chapitres terminés par une conclusion générale.

après une introduction générale, on présente dans le 1er chapitre la conception des poteaux dans les bâtiments métalliques, dans le 2ème chapitre on montre la méthode de dimensionnement des poteaux métalliques selon les règles CM97, en suite, le 3ème chapitre sera consacré au dimensionnement des poteaux mixtes selon l'EUROCODE4. Dans le dernier et 4ème chapitre, on présente une étude comparative entre les poteaux métalliques et mixtes à travers d'un exemple d'application.

Enfin, on donne une conclusion générale avec des perspectives.



Chapitre I

Conception des poteaux métalliques

I.1- INTRODUCTION :

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

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

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

I.2-LES DIFFERENTES SECTIONS DES POTEAUX METALLIQUES :

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

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

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

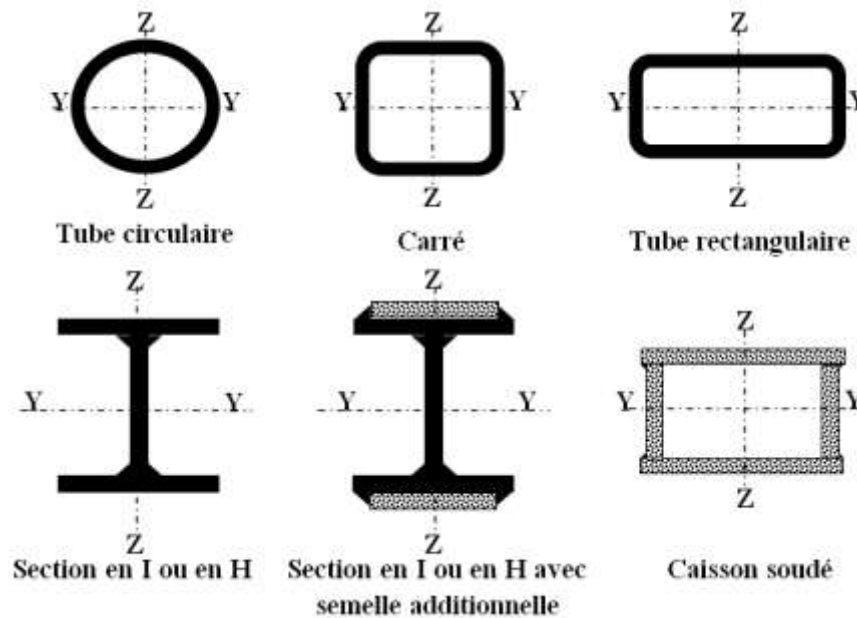


FIGURE I.1. DIFFERENTS SECTIONS DES POTEAUX METALLIQUES

I.3- Types de poteaux métalliques :

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

a) SECTIONS EN I (LAMINES) [2] :

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

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

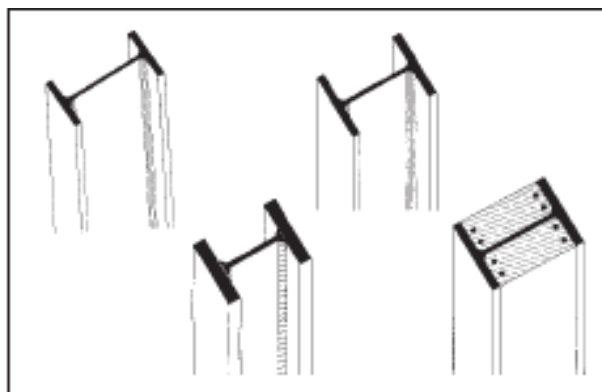


FIGURE I .2. SECTIONS EN I

B) -SECTIONS CAISSONS ET SECTIONS PLEINES EN ACIER :

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

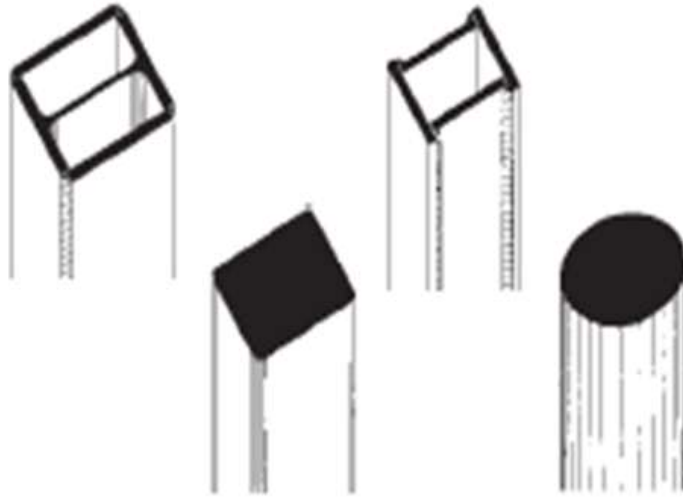


FIGURE I.3. SECTIONS EN CAISSON RECTANGULAIRES ET SECTIONS PLEINES EN ACIER

C) -PROFILES CREUX:

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

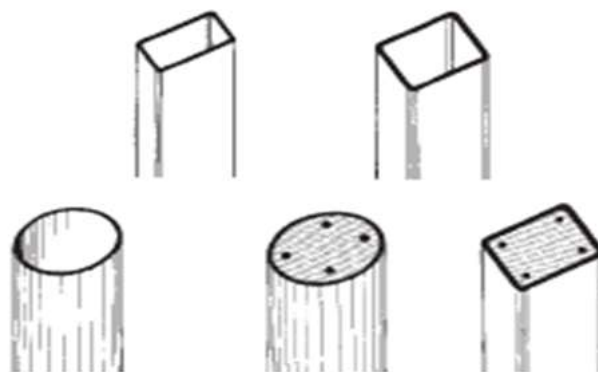


Figure I.4. Profilés creux

d) Poteaux composés : [3]

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

deux types de poteaux composés:

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

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

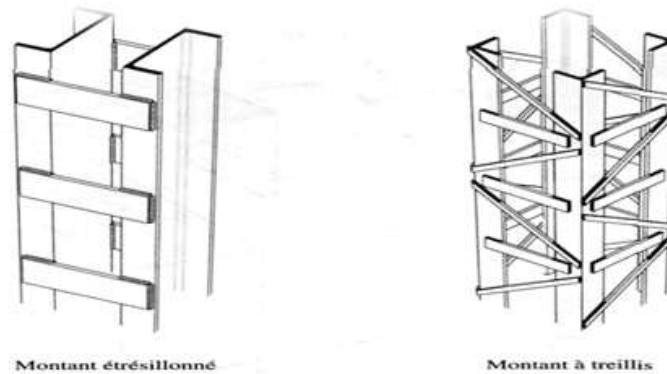


FIGURE I.5. MONTANTS EN PROFILS COMPOSES [3]

I.4 - Type de poteau composé et leur application :

I.4.1 - Généralités :

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

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

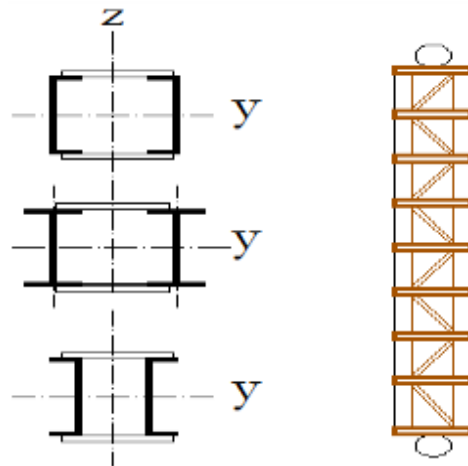


FIGURE I.6. MONTANT SUPPORT DE BARDAGE BI-ARTICULE AUX EXTREMITES[3]

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

à la Figure I.7. Ce type de barre est généralement encastré en pied et articulé en tête, et il est calculé pour résister:

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

du poteau et aux actions du vent appliquées sur sa membrure extérieure

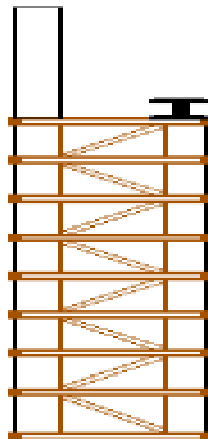


FIGURE I.7. POTEAU COMPOSE SUPPORTANT UNE POUTRE DE ROULEMENT DE PONT ROULANT[3]

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

ou de barrettes de liaison –voir Figure I.8.

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

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

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

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

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

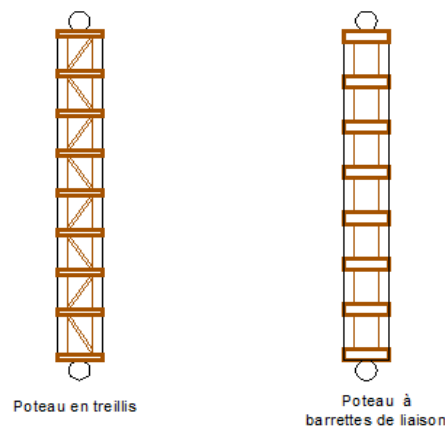


FIGURE I.8. POTEAUX COMPOSES[3]

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

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

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

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

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

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

I.4.2- Poteaux composés en treillis

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

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

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

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

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

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

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

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

➤ **Différentes géométries des treillis**

- La disposition des treillis en N, commémoré à la Figure I.9(a), peut être considérée comme la configuration la plus efficace pour les portiques de bâtiments industriels. La disposition en N comprend des diagonales et des montants qui se rencontrent au même point sur l'axe des membrures. Cette disposition réduit la longueur des membrures comprimées et des diagonales. Elle est fréquemment utilisée dans les portiques soumis à un effort de compression uniforme significatif.
- La disposition des treillis en V augmente la longueur de la membrure comprimée et des diagonales ce qui conduit à une réduction de la résistance au flambement des barres. Cette disposition est utilisée dans les portiques soumis à une petite force de compression.
- Les dispositions en X des treillis ne sont généralement pas utilisées dans les bâtiments en raison de leur coût et de leur complexité de fabrication.

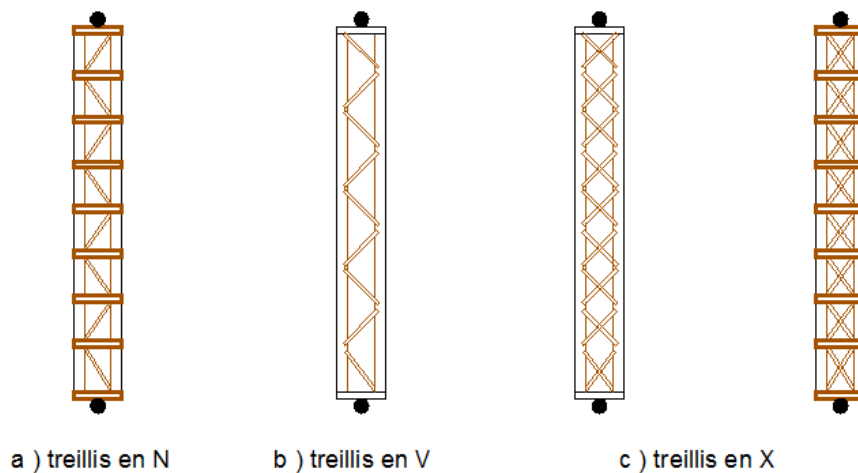


FIGURE I.9. DIFFÉRENTES DISPOSITIONS DE TREILLIS[3]

I.4.3- Poteaux composés à barrettes de liaison

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

Les sections en U ou en I sont les plus utilisées pour les membrures alors que les barrettes sont réalisées avec des plats. Les extrémités des barrettes doivent être encastées sur les membrures. Les poteaux composés à barrettes de liaison sont composés de deux plans parallèles de barrettes qui sont assemblées aux semelles des membrures. La position des barrettes doit être la même dans les deux plans.

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

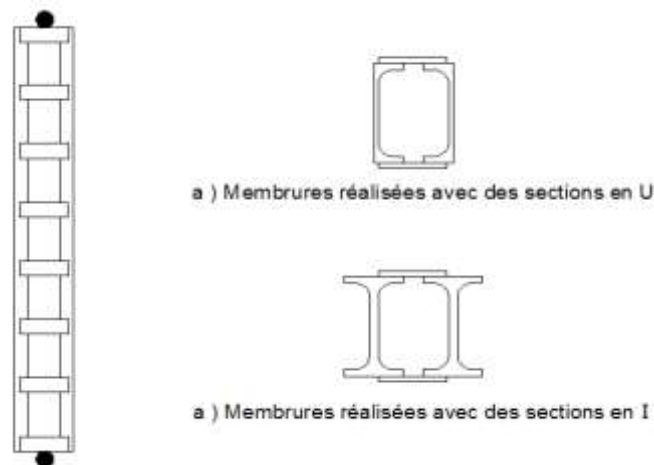


FIGURE I.10. BARRE COMPRIMEE A BARRETTES AVEC DEUX TYPES DE MEMBRURES[3]

I-5- Fixation des poteaux au sol :

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

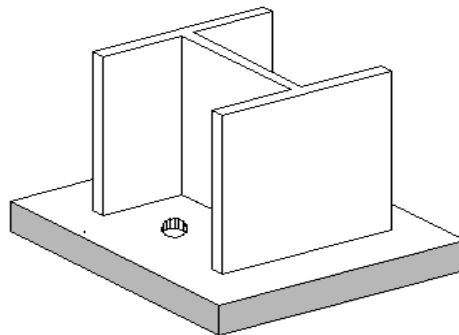


FIGURE I.11. PIED DE POTEAUX ARTICULE

Principaux éléments composants les encrages:

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

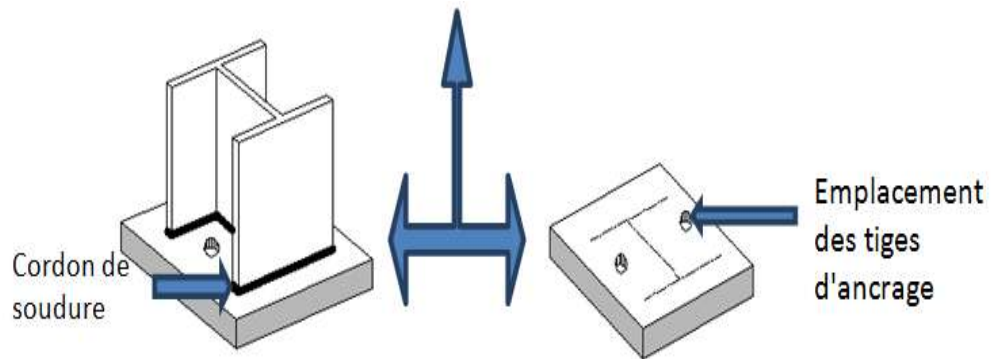


FIGURE I.12. LA PLATINE D'EXTREMITE

La platine d'extrémité est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteaux par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteaux. Son épaisseur ne peut excède de beaucoup l'épaisseur de lame des poteaux. Elle est percée sur la ligne médiane pour recevoir les deux extrémités des tiges d'encrage scelle dans la fondation.

I.5.1-Les Tige D'ancrage :

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

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

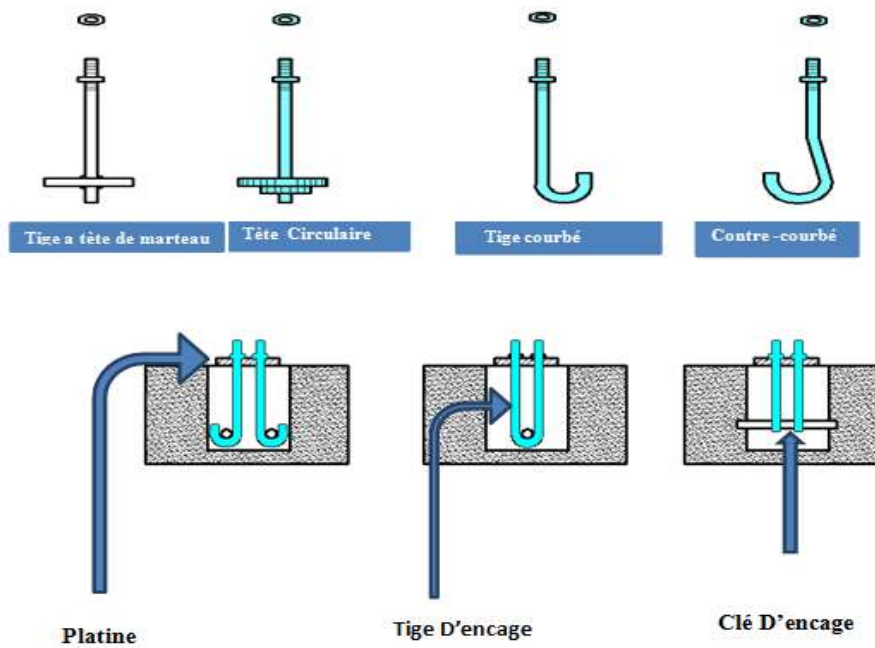


FIGURE I.13. LES TIGES D'ANCRAGE

I.5.2-Les pieds de poteaux Articulé

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

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

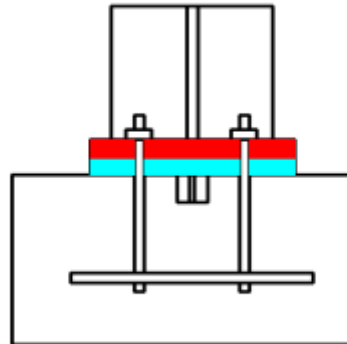


FIGURE I.14. PIED DE POTEAUX ARTICULE

I.5.3-Les pieds de poteaux encastrés:

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

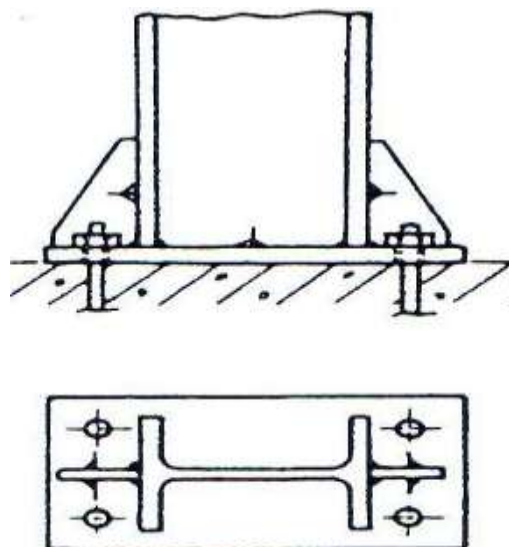


FIGURE I.15. PIED DE POTEAUX ARTICULE

I.5.4 -Classification des sections transversales : [3]

Les profilés de construction, qu'ils soient laminés ou soudés, peuvent être considérés comme constitués d'un ensemble de parois distinctes, dont certaines sont internes (par exemple les âmes de poutres ouvertes ou les semelles de caissons) et d'autres sont en console (par exemple les semelles des profils ouverts et les ailes des cornières) (Figure I.16).

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

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

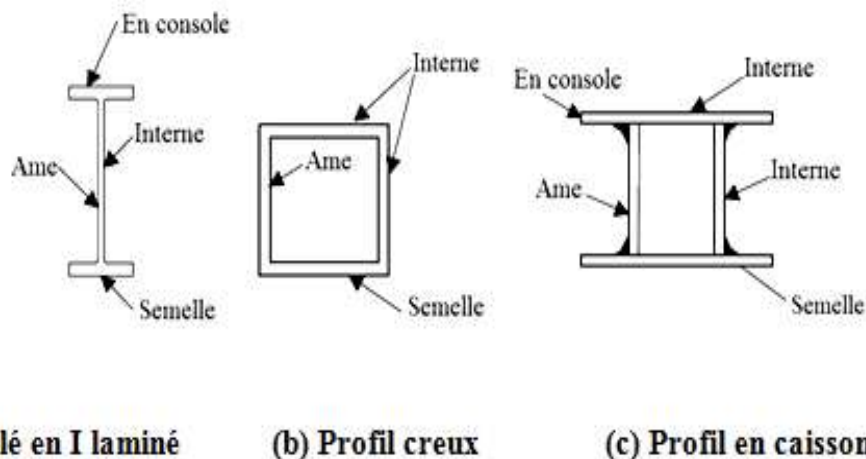


FIGURE I.16. PAROIS INTERNES ET PAROIS EN CONSOLE [3]

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

- L'analyse de la structure, destinée à déterminer les contraintes internes (sollicitations),
- le calcul de la résistance des sections transversales.

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

Pour l'état limite ultime, il existe plusieurs combinaisons possibles de méthodes d'analyse globale et de méthodes de calcul des sections transversales impliquant, soit une approche

élastique, soit une approche plastique. Les combinaisons possibles sont données dans le (Tableau I-1).

Tableau I.1 : calcul aux états limite ultimes –définition des modélisations[1].

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

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

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

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

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

I.6- Conditions pour la classification des sections transversales :

Les modèles sont définis en termes de critères de calcul des structures ; ils sont, en réalité, gouvernés par des conditions relatives à des problèmes de stabilité. Une redistribution plastique peut être effectuée, entre sections transversales et/ou à l'intérieur des sections transversales, à condition qu'au un voilement local pré maturé n'apparaisse car il provoquerait une diminution de la capacité portante[4].

Il convient de s'assurer qu'aucune instabilité locale ne peut apparaître dans la section transversale avant l'atteinte des a résistance en flexion élastique (modélisation de type III), plastique (modélisation de type II) ou avant l'atteinte de la formation d'un mécanisme plastique complet (modélisation de type I). [4]

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

Pour assurer une capacité de rotation suffisante, les fibres extrêmes doivent être capables de supporter de très grandes déformations sans aucune diminution de résistance. Les nuances d'acier usuel les possèdent une ductilité suffisante, en traction, pour autoriser l'allongement nécessaire ; de plus, aucun affaiblissement n'est à craindre avant l'atteinte de la résistance ultime en traction. Mais, sous l'action de contraintes de compression, il est moins question de ductilité du matériau que de capacité à supporter des contraintes sans apparition d'instabilité.

Le Tableau I-1 donne un résumé des conditions que doivent vérifier les sections transversales enter mes de comportement mécanique, de capacité de résistance à la flexion et de capacité de rotation. Comme cela peut être remarqué dans ce tableau, les limites se réfèrent aux classes de sections transversales. En accord avec l'EUROCODE3, chacune correspond à des exigences de fonctionnement différentes.

l'EUROCODE3, définit quatre classes de section transversale. La classe à laquelle appartient une section transversale particulière dépend de l'élanement de chaque élément (défini par un rapport largeur / épaisseur) et de la distribution des contraintes de compression, uniforme ou linéaire. Les classes sont définies en termes d'exigences de comportement pour la résistance aux

moments fléchissant.

L'EUROCODE3, ont instauré une classification des sections transversales[5], en fonction de :

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

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

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

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

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

Classe4: section transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

Des lois type de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance est la capacité de rotation qui peut être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement tout risque de déversement étant empêché[5]).

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

Les sections de classe 1 ou 2 sont vérifiées par rapport à leur résistance plastique. Les sections de classe 3 sont vérifiées par rapport à leur résistance élastique. Quant aux sections de classe 4 (celles dont les parois ont un rapport b/t supérieur à la limite de la classe 3), il est nécessaire de procéder à une vérification spécifique prenant en compte les effets du voilement local. La classification des sections établie par l'EUROCODE3 intervient également au niveau du choix des de vérification de résistance des sections et de résistance des éléments.

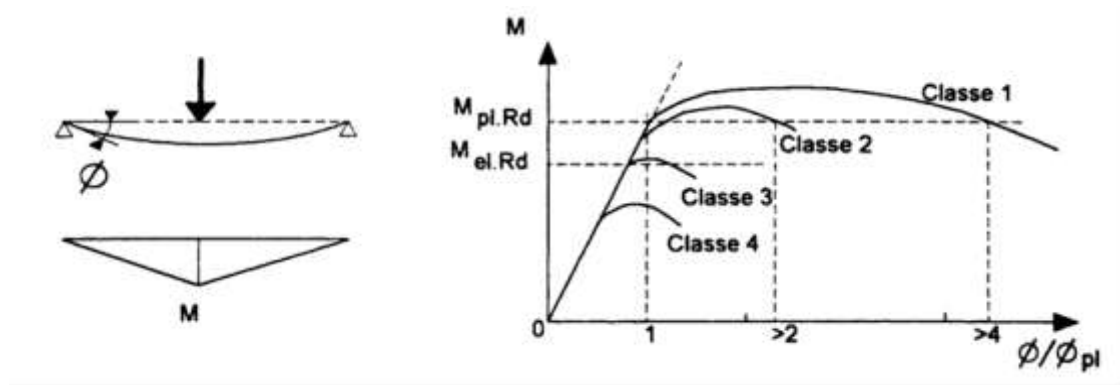


Figure I.17. Classification des sections transversales [5]

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

Le classement d'une section transversale dépend des dimensions de chacune de ses parois comprimées[5].



Chapitre II

Calcul des poteaux
métalliques selon
L'EUROCODE3

II.1-Introduction :

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

Dans ce chapitre nous nous intéressons au dimensionnement basé sur les normes structurales l'EUROCODE3 applicables aux structures métalliques constituées de poteau. Ainsi, dans ce chapitre nous présentons les exigences et à la stabilité des éléments de ce type de structures.

II.2-Le flambement :

Les grands élancements des éléments comprimés provoquent pour ces pièces une déformation par une flexion particulièrement des parties comprimées appelés le flambement. Les pièces massives qui ont un élancement réduit faible ($\bar{\lambda} \leq 0,2$) ne courent pas le risque de flambement. Pour les pièces dont l'élancement réduit dépasse ($\bar{\lambda} > 0,2$), les expériences ont montré qu'elles flambent avec une prédisposition liée à la forme de leur section. La méthode d'analyse requise par le l'EUROCODE3 décrit cette aptitude au flambement d'une pièce avec des courbes de bifurcation appelées courbes d'imperfections, sous lesquelles, ils suggèrent de vérifier que la limite d'élasticité n'est pas dépassée sous l'effet de l'accumulation de l'effort normal N et du moment M engendré par l'instabilité de la pièce, ainsi le problème est ramené à un problème de flexion composée.

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

$$EI \times \frac{d^2y}{dx^2} + N \times Y = 0 \quad (\text{II-1})$$

D'où la déformée a la forme :

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

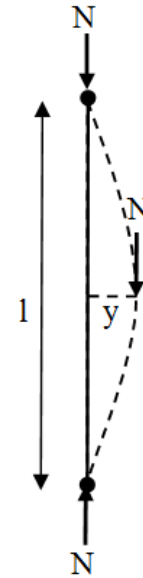
$$Y(0) = Y(l) = 0 \Rightarrow A = 0 \quad \text{et } B \sin \alpha l = 0$$

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

$$\Rightarrow \text{l'effort critique d'Euler est : } N_{cr} = \pi^2 \times \frac{E \cdot I}{l_f^2} \quad (\text{II-2})$$

$$\text{- le rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (\text{II-3})$$

$$\text{- l'élanement géométrique : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad (\text{II-4})$$



**Figure II. 1. flambement
d'un poteau bi articulé**

$$\text{la contrainte critique d'Euler est : } \sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \pi^2 \times \frac{E \cdot I}{l_f^2 \cdot A} = \pi^2 \times E \left(\frac{i}{l}\right)^2 = \pi^2 \times \frac{E}{\lambda^2} \quad (\text{II-5})$$

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

$$\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{210000 \times 235}{235 \times f_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{210000}{235}} \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon \quad (\text{II-6})$$

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

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

$$\Rightarrow \lambda_{eff} = \lambda / \sqrt{\beta_A} \quad (\text{II-7})$$

II.3- longueur de flambement :

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

II.3.1- Longueurs de flambement sous conditions aux limites parfaites :

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

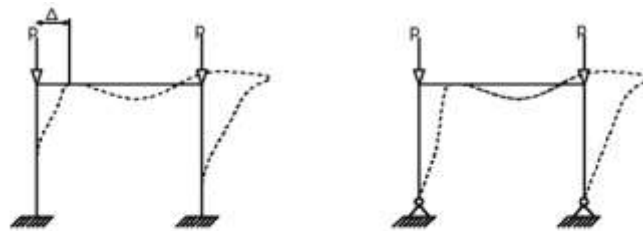
Tableau II.1. longueurs de flambement selon les conditions aux limites

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

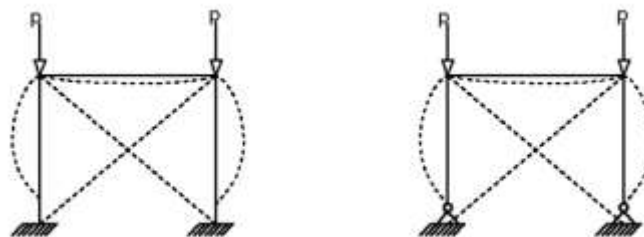
II.3.2- longueurs de flambement des poteaux de bâtiments étagés :

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

- Structure à nœud fixes
- Structure à nœud déplaçables,



Structures à noeuds déplaçables



Structures à noeuds fixes

Figure II. 2. 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 rigide pour un chargement vertical total V , si le rapport :

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

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

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

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

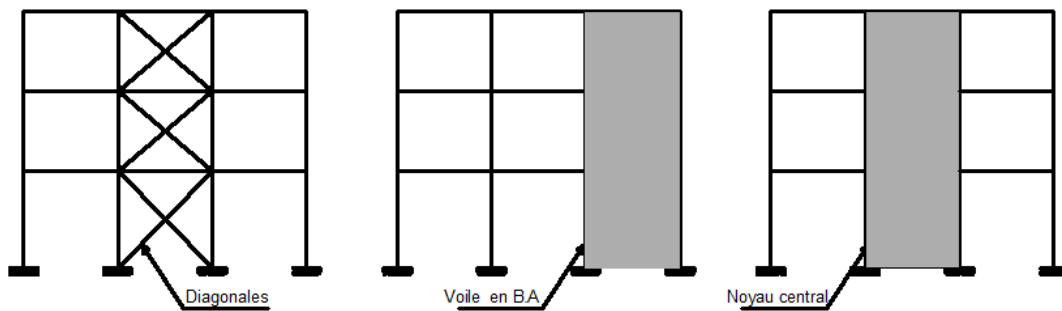


Figure II. 3. Structures de bâtiments avec systèmes de contreventements

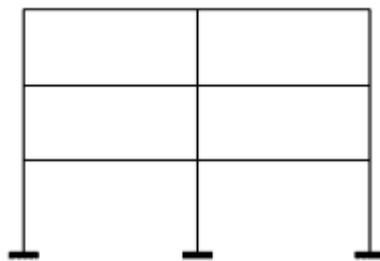


Figure II. 4. Structures de bâtiments non contreventée

II.4 - Calcul de la distribution des rigidités dans les nœuds :

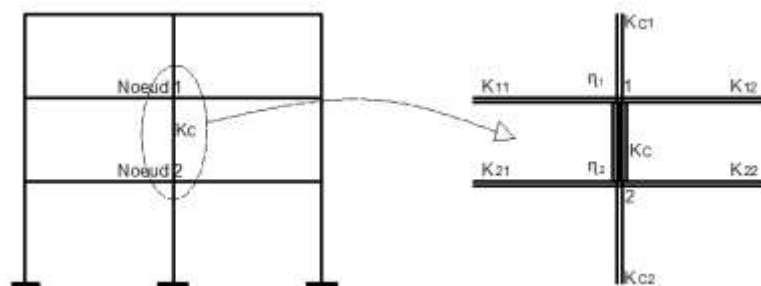


Figure II. 5. Facteur de distribution aux nœuds d'un poteau

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 II.2]

Tableau II. 2. Rigidité effective k_{ii} d'une poutre

Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposée de la poutre	Rigidité effective de la poutre (à condition qu'elle reste élastique)
Encastrée	$1,0 \times I/L$
Articulée	$0.75 \times I/L$
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	$1.5 \times I/L$
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	$0.5 \times I/L$
cas général : Rotation θ_a de l'extrémité adjacente et θ_b de l'extrémité opposée	$\left(1 + 0.5 \frac{\theta_b}{\theta_a}\right) \times I/L$

Les facteur de distribution de rigidité η_1 et η_2 sont calculés comme suit :

$$\text{le nœud 1 : } \eta_1 = \frac{KC + KC_1}{KC + KC_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (\text{II-8})$$

$$\text{le nœud 2 : } \eta_2 = \frac{KC + KC_2}{KC + KC_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (\text{II-9})$$

$\eta = 0$: pour un encastrement

$\eta = 0$: pour une articulation

II.4.1- longueur de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds fixes :

$$\frac{l_f}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \times \eta_1 \times \eta_2} \quad (\text{II-10})$$

Alternativement on peut utiliser :

$$\frac{l_f}{L} = 0.5 + 0.14 (\eta_1 + \eta_2) + 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2$$

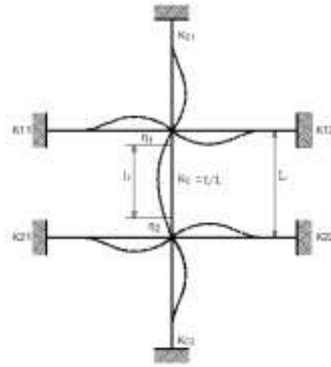


Figure II. 6. Longueur de flambement pour mode fixe

II.4.2- longueur de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds déplaçable:

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

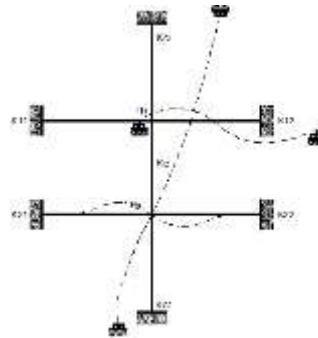


Figure II .7. Longueur de flambement pour mode déplaçable

II.5- Longueurs de flambement pour les poteaux de portiques simples:

Pour les poteaux de bâtiments industriels réaliser avec des portiques simples. Les longueurs de flambement dans chacune des deux directions principales des sections (y-y et z-z), obéissent aux règles des poteaux de bâtiments à étages multiples. Dans une structure à nœud fixes, la présence des lisses de bardage va diviser la longueur totale du poteau en plusieurs tronçons de longueurs de flambement située entre les lisses [Figure II.8].

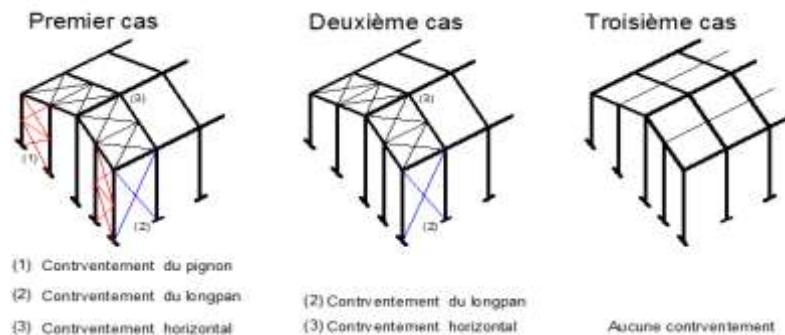


Figure II.8. Structure en portique simple et modes de déplacements

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

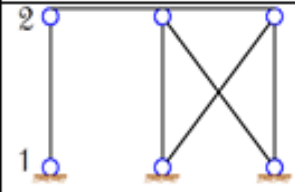
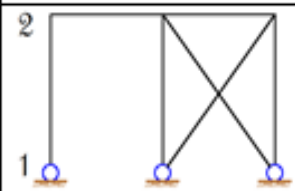
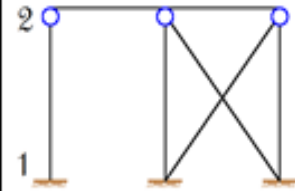
2emecas: Si $\alpha_{cr} < 10$ La structure à nœuds déplaçables dans la direction du pignon (1) et à nœud fixe dans la direction du long pan (2).

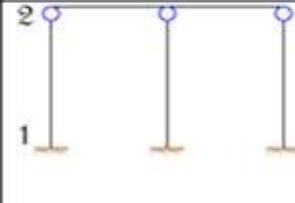
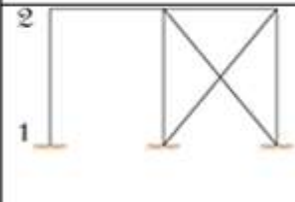
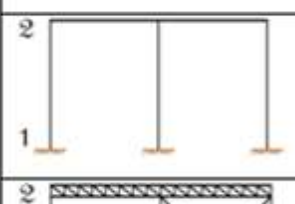
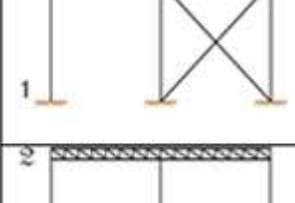
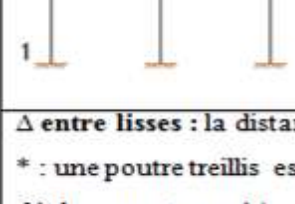
3emecas: Si $\alpha_{cr} < 10$ La structure à nœuds déplaçables dans la direction du pignon et long pan.

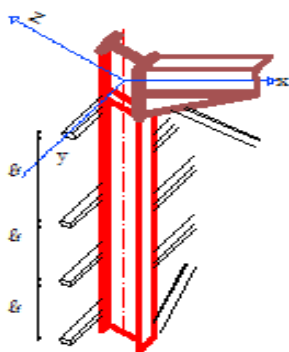
Dans le tableau qui suite nous allons donner des exemples de calcul des longueurs de flambement des poteaux de quelques types de portiques.

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

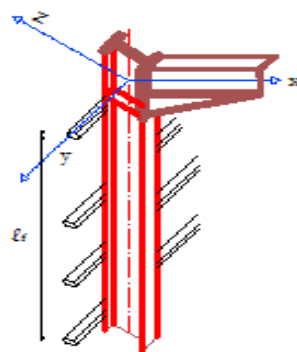
Tableau II.3. Exemples de longueurs de flambement dans le plan du portique selon la condition aux limites des poteaux

Portique	Structure à nœuds	Lisses de bardages	η_1	η_2	l_f
	Fixes	Avec	-	-	Δ entre lisses
		Sans	1	1	L
	Fixes	Avec	-	-	Δ entre lisses
		Sans	1	Calculé	calculé
	Fixes	Avec	-	-	Δ entre lisses
		Sans	0	1	$0,7 \cdot L$

	déplaçables	Avec	0	1	2. L
		Sans			
	Fixes	Avec	-	-	Δ entre lisses
		Sans	0	Calculé	calculé
	déplaçables	Avec	0	Calculé	calculé
		Sans			
	Fixes	Avec	-	-	Δ entre lisses
		Sans	0	1*	0,7. L
	Fixes	Avec	0	0*	L
		Sans			
<p>Δ entre lisses : la distance entre les lisses de bardage dans le plan du portique [Figure II.9].</p> <p>* : une poutre treillis est analogue à un encastrement guidé (Une rotation empêchée avec un déplacement permis)</p>					



Structure contrventée dans le sens du long pan



Structure non contrventée dans le sens du long pan

Figure II.9. Longueurs de flambement dans le sens transversal d'un poteau

II.5.1-Vérification du flambement simple :

L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ est le rapport de l'élancement géométrique λ (calculé avec la section brute de l'élément) sur l'élancement élastique λ_1 :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} \quad (\text{II-11})$$

L'élancement critique « élastique » est calculé avec : $f_y = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9. \varepsilon$ (II-12)

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

En ce cas, on doit vérifier : $N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$ (II-13)

Ou : $N_{b,Rd}$ est calculé avec $\chi = \text{Min}(\chi_y, \chi_x)$

χ : « Khi » le coefficient réducteur de flambement.

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

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

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

II.5.2- Coefficient de réduction χ :

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

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

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

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1 \quad (\text{II-14})$$

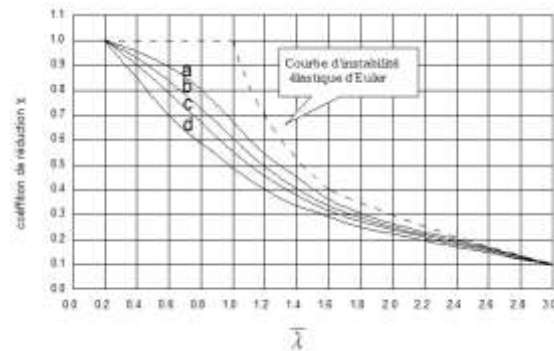
Avec :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (\text{II-15})$$

α : facteur d'imperfection donné dans le tableau [II.4]

Tableau II.4. Facteur d'imperfection α

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

**Figure II.10. Courbes de flambement**

Les courbes de flambement utilisées par l'EUROCODE3 dépendent du facteur d'imperfection α . 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 II.10], [Tableau II.6] et [Tableau II.7].

II.5.3- Calcul pratique du flambement :

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

- Calcul de la longueur de flambement « l_f » en fonction des conditions aux limites.
- Calcul de l'élancement du poteau : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; ($i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: le rayon de giration)
- l'élancement critique « limite élastique » est calculé par : $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$

Tableau II.5. Les valeurs des pour les différentes nuances d'acier

f_y	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	1	0,92	0,81

- calcul de l'élancement réduit : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$
- si $\bar{\lambda} \leq 0,2$: le poteau ne couvre pas de risque de flambement (poteau massif) dans cette direction (χ_y ou $\chi_z = 1$).

- Sinon $\bar{\lambda} > 0,2$: le poteau coure un risque de flambement dans cette direction ;
- Choix de la courbe d'imperfection en utilisant le tableau(II.6).
- χ est calculé dans cette direction (χ_y ou χ_z). Il peut également être déduit (par interpolation) à partir du tableau (II.6) en fonction de $\bar{\lambda}$.

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

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

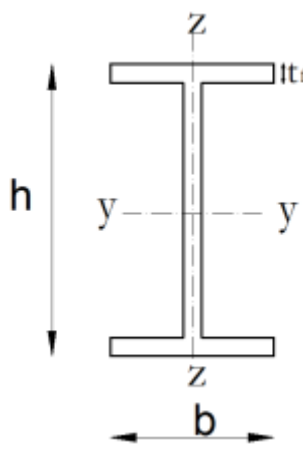
- Finalement, vérifier si : $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

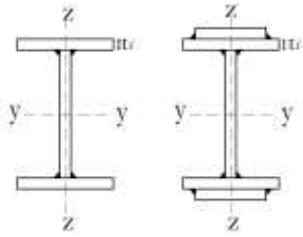

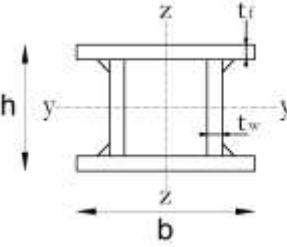
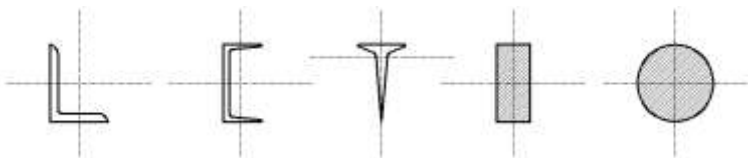
Tableau II. 6. Coefficient de réduction χ

	Courbes de flambement« courbes d'imperfection »			
	A	B	C	D
0.2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0.3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0.4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0.5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0.6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0.7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0.8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0.9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1.0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1.1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1.2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1.3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1.4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1.5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1.6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1.7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1.8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1.9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2.0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766

	Courbes de flambement « courbes d'imperfection »			
	A	B	C	D
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 II .7. Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections en I laminées 	$\frac{h}{b} > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b
	$40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$\frac{h}{b} \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 100\text{mm}$	y-y z-z	d d

<p>Sections en I soudées</p> 	<p>$t_f \leq 40 \text{ mm}$</p> <p>$t_f > 40 \text{ mm}$</p>	<p>y-y</p> <p>z-z</p> <p>y-y</p> <p>z-z</p>	<p>b</p> <p>c</p> <p>c</p> <p>d</p>
<p>Sections creuses</p> 	<p>Laminées à chaud</p>	<p>Quel qu'il soit</p>	<p>A</p>
	<p>Formées à froid</p> <p>- en utilisant f_{yb}^*</p>	<p>Quel qu'il soit</p>	<p>B</p>
	<p>Formées à froid</p> <p>- en utilisant f_{ya}^*</p>	<p>Quel qu'il soit</p>	<p>C</p>
<p>Caissons soudés</p> 	<p>D'une manière générale (Sauf ci-dessous)</p>	<p>Quel qu'il soit</p>	<p>B</p>
	<p>Soudures épaisses et :</p> $\frac{b}{t_f} < 30$ $\frac{h}{t_w} < 30$	<p>y-y</p> <p>z-z</p>	<p>c</p> <p>c</p>
<p>Section en U,L,T et sections pleines</p> 		<p>Quel qu'il soit</p>	<p>c</p>
<p>L'axe de flambement est perpendiculaire au plan de flexion (plan de déformation).</p>			

II.6- Vérification d'un poteau composé :

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

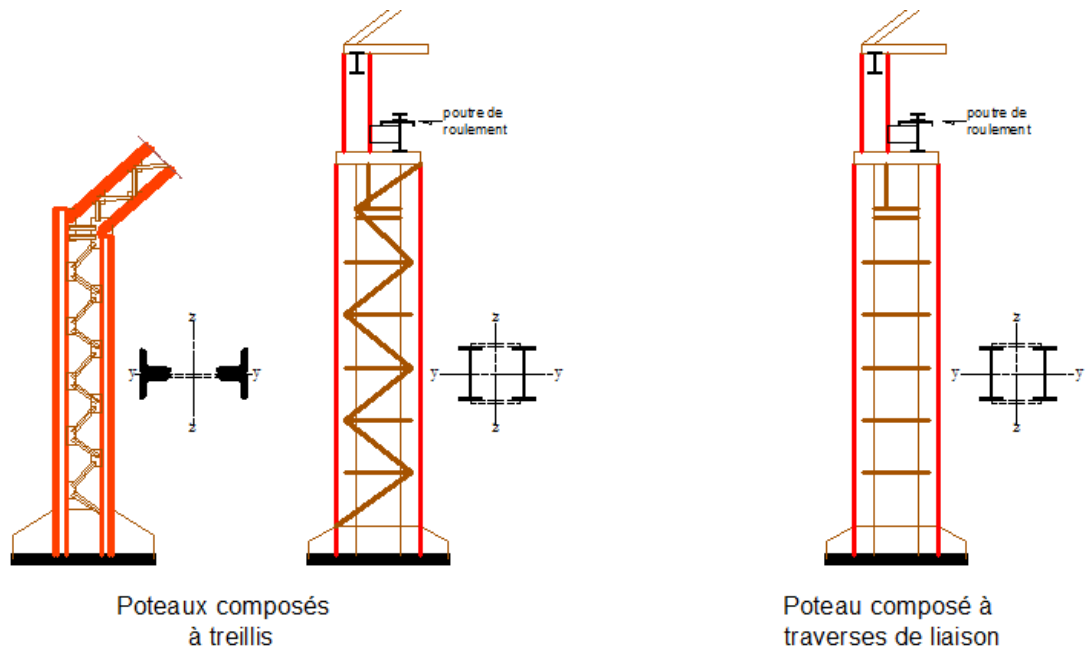


Figure II .11. Exemples d'utilisation des poteaux composés

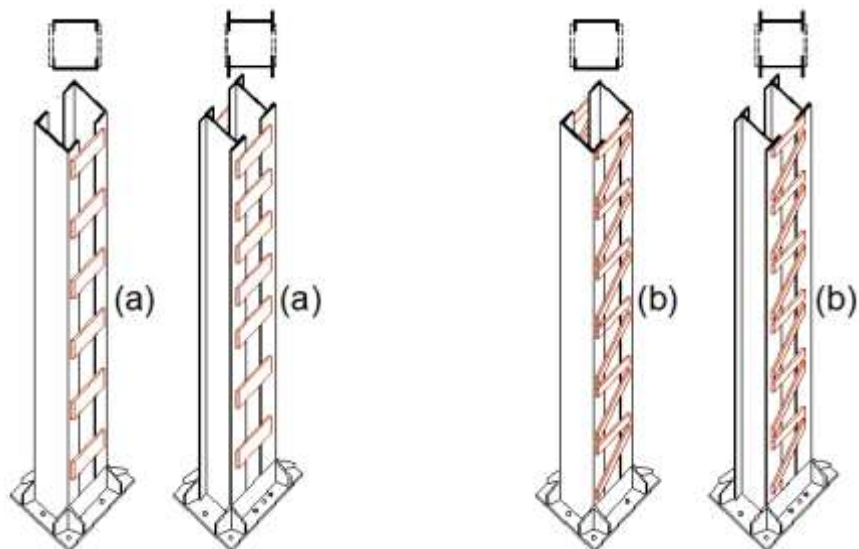


Figure II.12. Composition d'un poteau avec barrettes (a) au avec treillis (b)

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

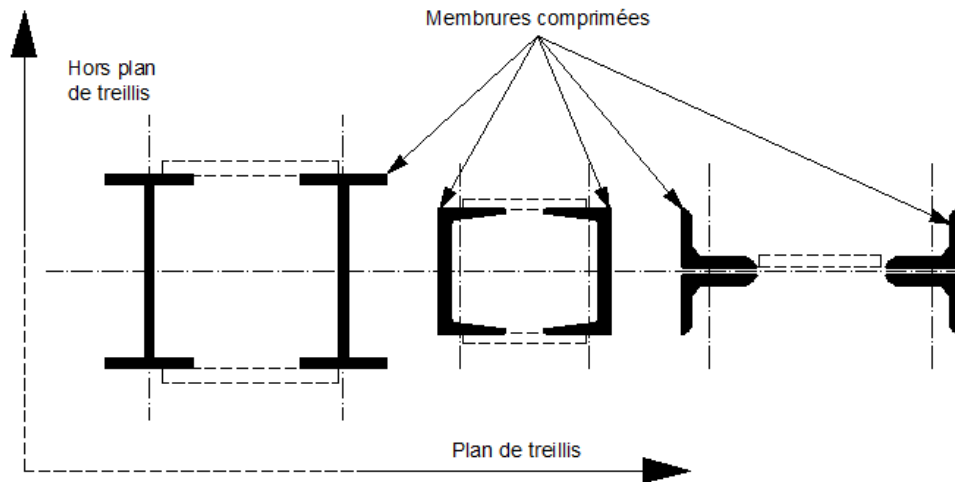


Figure II.13. Plans de flambement d'un poteau composé

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

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

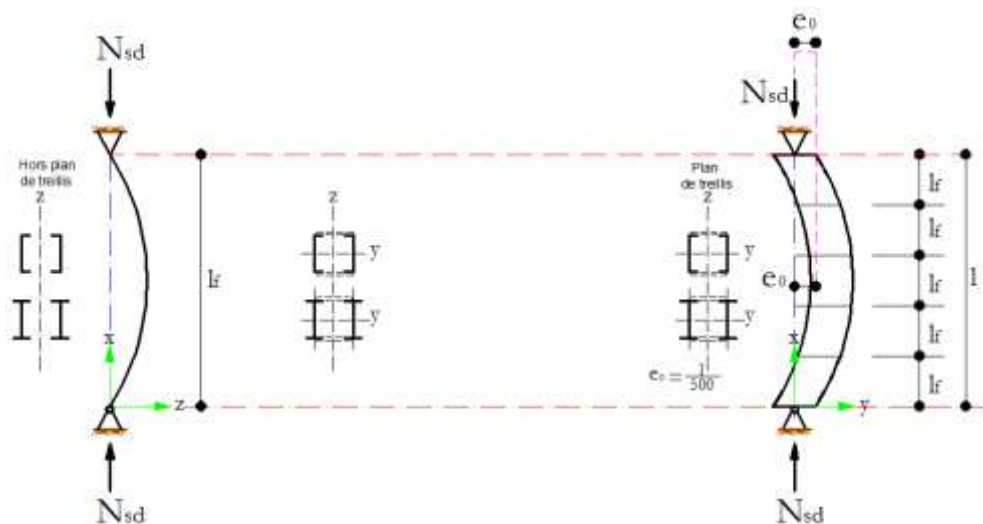


Figure II.14. Longueur de flambement d'un poteau composé

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

- Tenir compte de l'excentricité e_0 pour le calcul de l'effort normal $N_{f,sd}$ repris par chaque membrure .

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

II.6.1-Poteau composé à treillis :

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

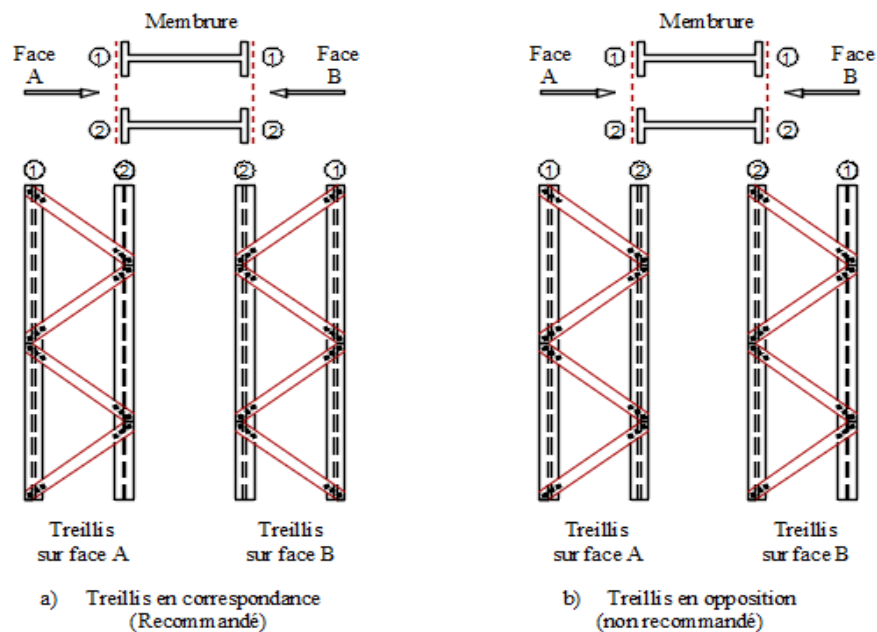


Figure II.15. Treillis en V sur les faces opposées des membrures

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

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

A_f : la section transversal d'une membrure comprimée.

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

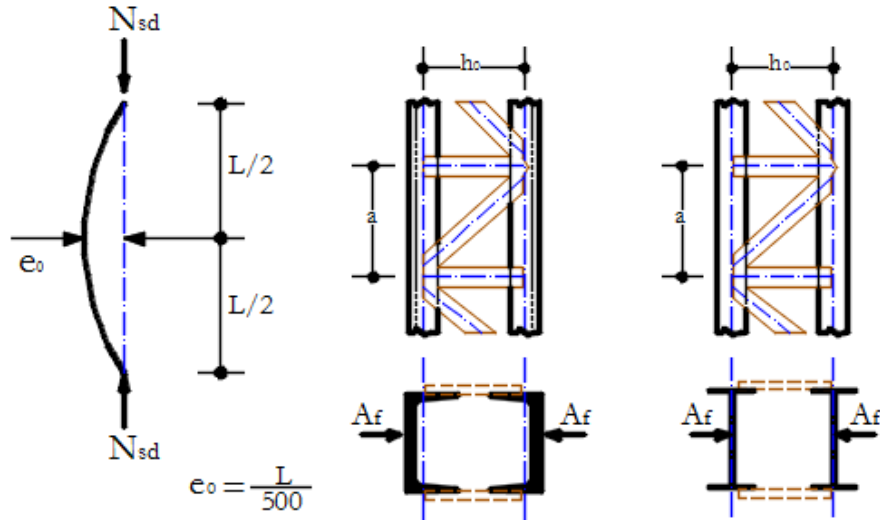


Figure II .16. Définition des grandeurs A_f et h_0 cas de treillis

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

$$N_{f,sd} = \frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_s}{h_0} \quad (II-16)$$

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

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

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

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

- La longueur de flambement l_f est prise égale à : $l_f = a$.
- Effort tranchant dans les composants du treillis : $V_s = \frac{\pi \times M_s}{L}$.
- Effort normal dans une diagonale du treillis : $N_d = \frac{V_s \times d}{n \times h_0}$

d, n, h_0 : voir [Tableau II .8].

Tableau II. 8. Rigidité de cisaillement des treillis de barres composées

Systeme			
S_v	$\frac{n \cdot E \cdot A_d \cdot a \cdot h_0^2}{2 \cdot d^3}$	$\frac{n \cdot E \cdot A_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3}$	$\frac{n \cdot E \cdot A_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3 \left(1 + \frac{A_d \cdot h_0^3}{A_v \cdot d^3}\right)}$

n : le nombre de plans de treillis.

A_d et A_v : sont données pour un seul plan.

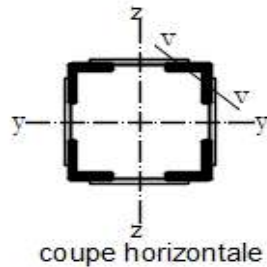


Figure II. 17. Poteau composé à quatre plans de treillis

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

Tableau II .9. Longueurs de flambement des membrures en cornières d'un élément composé de treillis sur quatre cotés

<p>Système</p>			
<p>l_f</p>	<p>1,25.a</p>	<p>1,28.a</p>	<p>A</p>

Les poteaux composés de cornières avec quatre plans de treillis ou de traverses de liaisons sont également vérifiés suivant l'axe de faible inertie ($v - v$) [Figure II.9].avec la longueur de flambement $l_f = L$ et sans influence des liaisons.

II.6.2- Poteau composé à traverses de liaisons (barrettes)

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

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

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

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

h_0 : la distance entre les centres de gravité des membrures

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

Tableau II. 10. Facteur d'efficacité μ

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

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

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

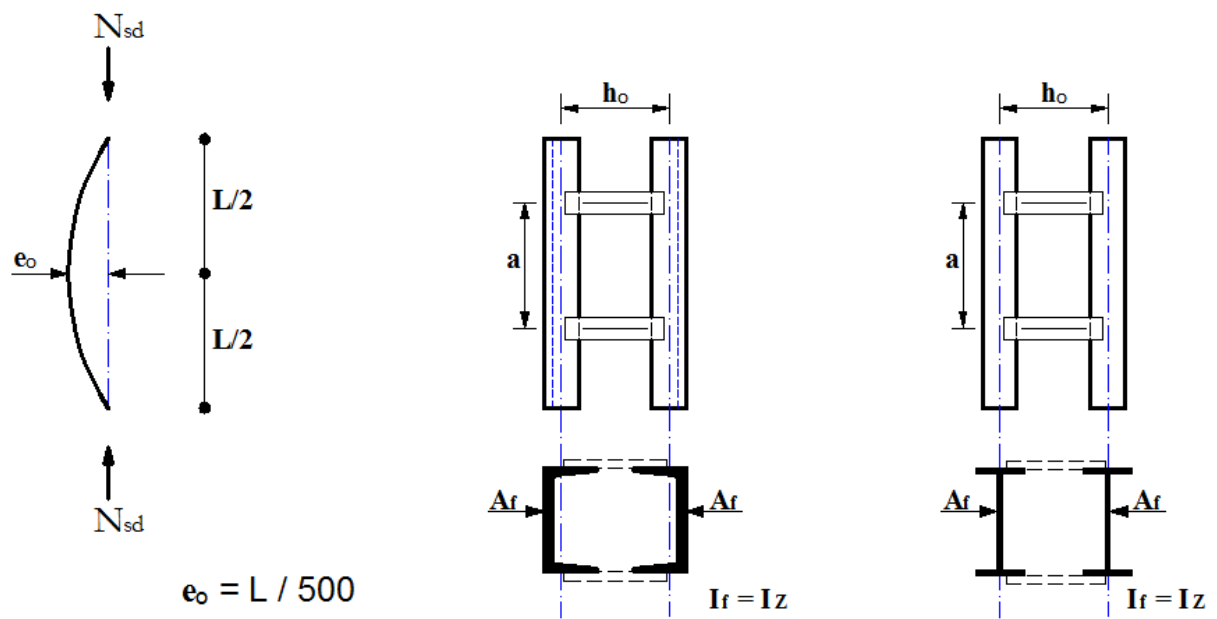


Figure II.18. Définition des grandeurs A_f et h_0 cas de barrettes

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

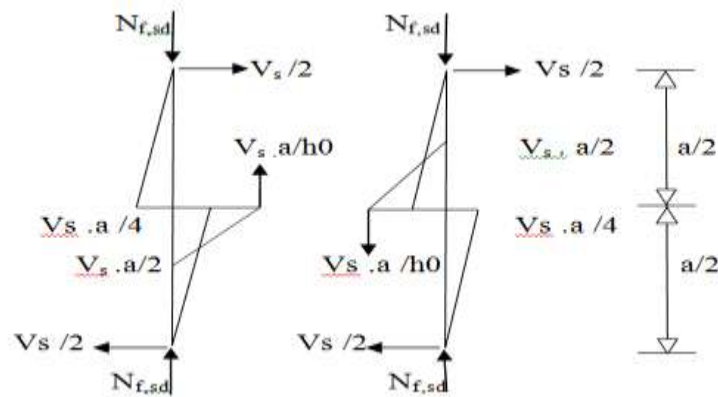


Figure II. 19. Moments et efforts tranchants dus à la liaison par traverses

II.6.3- Poteau composé à membrures faiblement espacées :

Les poteaux composés de membrures qui sont en contact ou faiblement espacées sont considérés comme des éléments pleins (longueur de flambement de l'élément avec la section totale des membrures) si la distance « a » entre les centres de deux fourrures de liaisons voisines [Figure II.18] est inférieure à l'espacement maximal cité dans le tableau suivant [Figure II.19] ;

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

Tableau II . 12. Espacement maximal des éléments de liaison des membrures faiblement espacées

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

i_{\min} : est le rayon de giration minimal d'une membrure ou cornière.

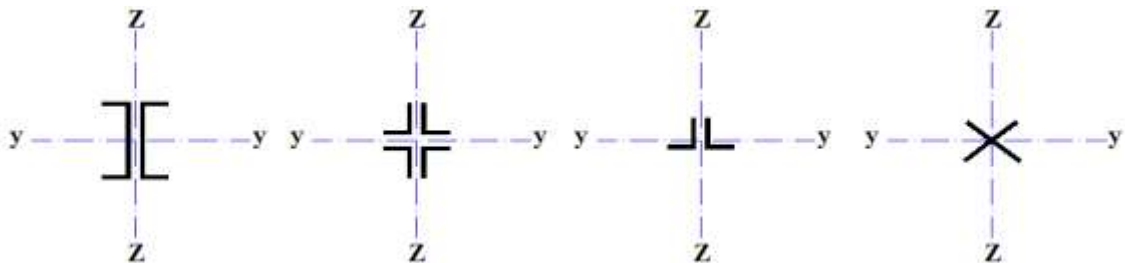


Figure II. 20. Barres composées à membrures faiblement espacées

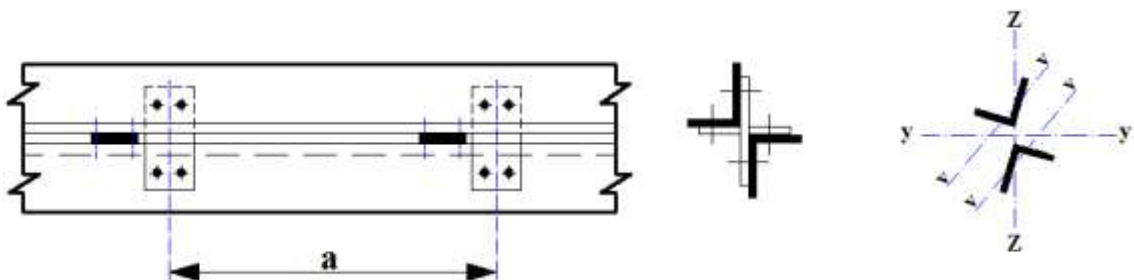


Figure II . 21. Barres composées de cornières disposées en croix liaisonnées par paires de barrettes en croix

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

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

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

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

II.7- Vérification des éléments fléchis et comprimés

II.7.1- Introduction :

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

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

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

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

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

II.7.2- Vérification du flambement par flexion « flambement combiné » :

II.7.2.1- Pour les sections de classe 1 et 2 :

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

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

$$K_y = 1 - \left(\frac{\mu_y}{\chi_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \quad \text{avec } K_y \leq 1,5. \quad (\text{II-17})$$


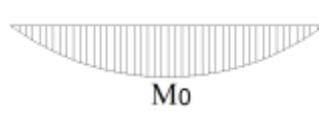
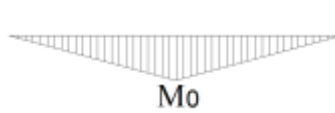
$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9. \quad (\text{II-18})$$

$$K_z = 1 - \left(\frac{\mu_z}{\chi_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \quad \text{avec } K_z \leq 1,5 \quad (\text{II-19})$$

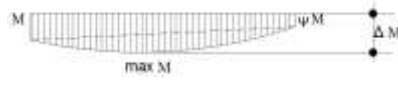



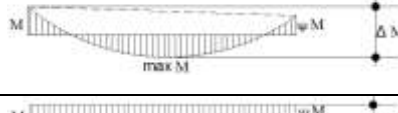

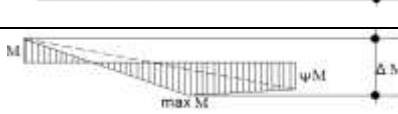
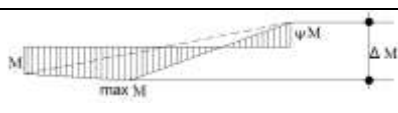

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad \text{Avec } \mu_z \leq 0,9. \quad (\text{II-20})$$

Remarque : Les valeurs de μ_y et μ_z peuvent être négatives.

Tableau II. 13. Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

2	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
	Diagramme du moment du aux moments d'extrémités $\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi$
	Diagramme du moment du à une charge transversale uniforme répartie $\beta_{M,Q} = 1,3$
	Diagramme du moment du à une charge transversale uniforme concentrée $\beta_{M,Q} = 1,4$

Moments dus à des charges transversales plus des moments d'excentricités.

	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>M_Q = la valeur maximale du moment fléchissant dû aux charges transversales seulement. Elle est prise en valeur absolue.</p> <p><u>ΔM : suivant le signe du rapport des moment, il prend une des valeurs suivantes :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Si : $\frac{M}{\max M} > 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} > 0$: $\Delta M = \max M$ (En valeur absolue) - Si : $\frac{M}{\max M} < 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} > 0$: $\Delta M = \max M + M$ (En valeurs 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)
	
	
	
	
	
	
	
	

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

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

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

Tableau II. 14. choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion

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

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

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

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

$$\text{Avec :} \quad K_{LT} = 1 - \left(\frac{\mu_{LT}}{\chi_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \quad \text{avec } K_{LT} \leq 1. \quad (\text{II-21})$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec } \mu_{LT} \leq 0,9. \quad (\text{II-22})$$

β_{MLT} : tirée du Tableau II.13.

II.7.2.2- pour les sections de classe 3 :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

β_{MLT} : tirée du [Tableau II.13].

II.7.2.3- pour les sections de classe 4 :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

II.7.3- Organigrammes récapitulatifs de calculs :

II.7.3.1- Sous effort axial de compression (N) :

➤ Selon l'EUROCODE3:

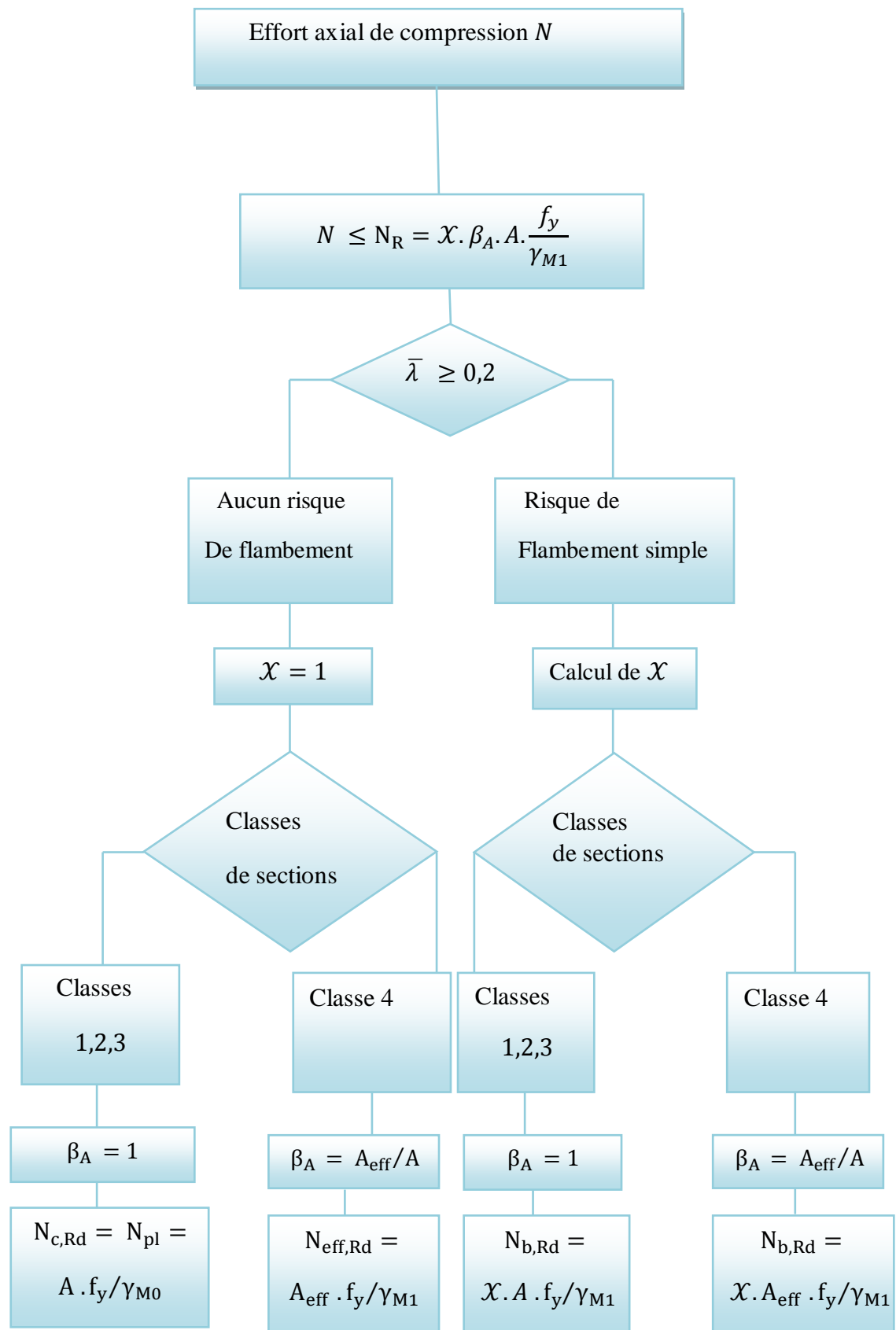


Figure II.22. Organigramme de calcul compressions simple selon l'EUROCODE3

Avec :

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

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

Pour les sections de classe 4 :

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

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

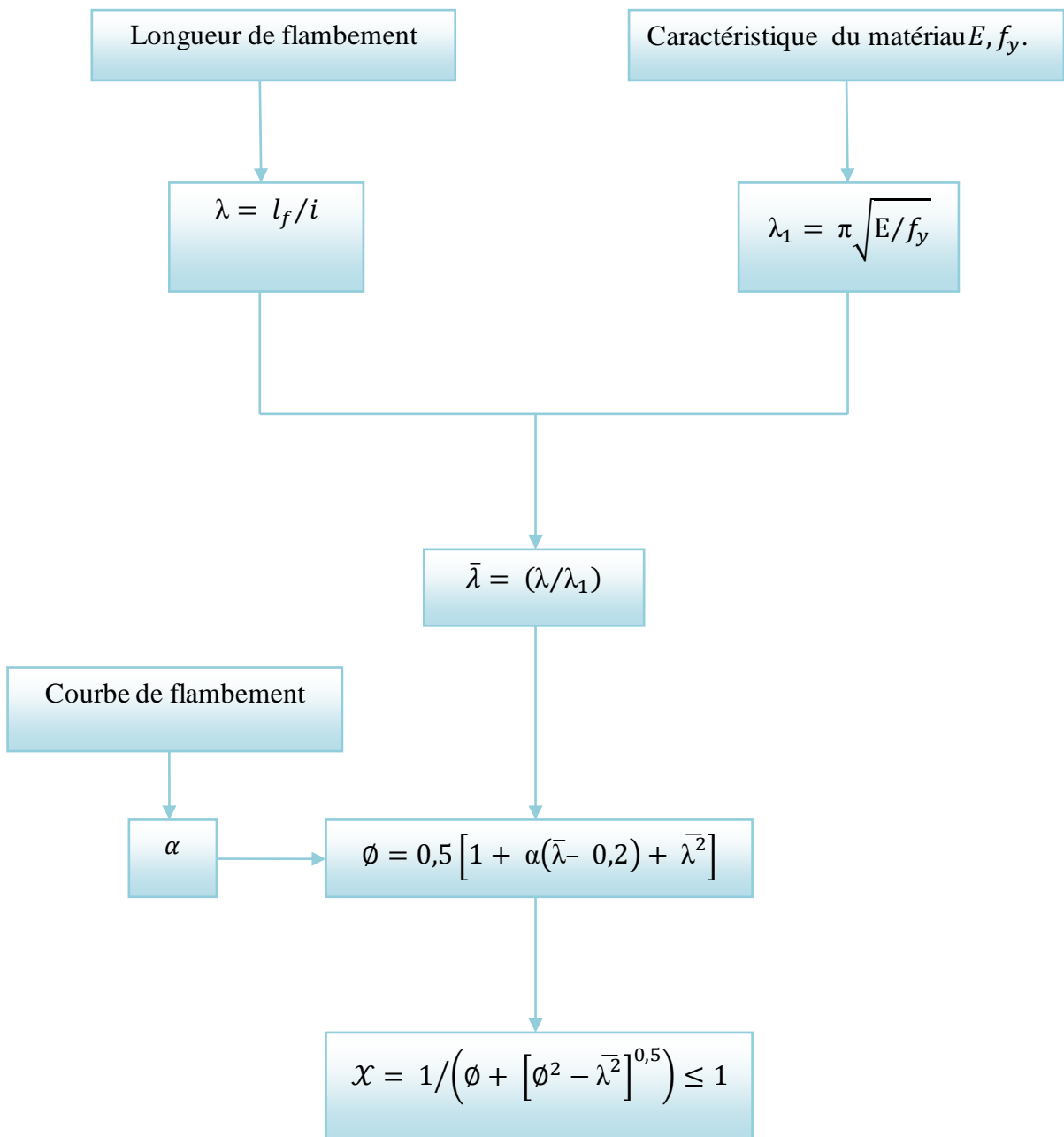


Figure II.23. Organigramme de calcul du coefficient de réduction χ

II.8- Conclusion

On a cité presque tous les facteurs influant le comportement des poteaux métallique sous chargement axial de compression, en commençant par l'aspect réglementaire pour la vérification de la stabilité au flambement par la suite en élaboration des programmes pour le calcul des poteaux métalliques selon *l'EUROCODE3* pour la faciliter les calculs.

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

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



Chapitre III

Conception des
poteaux mixtes
selon L'EUROCODE4

III.1- Etude des poteaux mixte a la compression

III.1.1- Introduction:

Les poteaux mixtes présentent de nombreux avantages. Ainsi par exemple, une section transversale de faibles dimensions extérieures peut reprendre des charges très élevées ou différentes sections transversales de mêmes dimensions extérieures peuvent reprendre des charges fort différentes; il suffit de modifier les épaisseurs des sections en acier et ou la résistance du béton et ou la quantité d'armatures. Ainsi on peut maintenir un même encombrement sur plusieurs étages, ce qui constitue un avantage fonctionnel et architectural.

III.1.2- Méthodes de calcul:

L'Eurocode4 présente deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes.

La première est une **Méthode Générale** qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques et à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi de méthode de calcul numérique et ne peut être appliquée qu'en utilisant un programme informatique[6].

La seconde est une **Méthode Simplifiée** utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections qui affectent ces poteaux. Cette méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section uniforme sur toute la hauteur et doublement symétrique.

Chacune des deux méthodes est basée sur les hypothèses classiques suivantes:

- Il y a une interaction totale entre la section en acier et la section de béton jusqu'à la ruine.
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.
- Les sections planes restent planes lors de la déformation du poteau.

N'est développée ci-après que la **méthode simplifiée** applicable à la majorité des cas de figure[6].

III.1.3- Méthode générale de calcul :

Pour Un dimensionnement vis-à-vis de la stabilité de forme doit prendre en compte les effets du second ordre incluant les contraintes résiduelles, les imperfections géométriques, l'instabilité locale, la fissuration du béton, le fluage et le retrait du béton ainsi que la plastification de l'acier de construction et de l'armature. On doit s'assurer que l'instabilité ne se produit pas pour la combinaison d'actions la plus défavorable à l'état limite ultime et que la résistance des sections individuelles soumises à une flexion, à un effort normal et à un effort tranchant n'est pas dépassée. [7]

Pour Les effets du second ordre doivent être pris en compte dans toutes les directions où une ruine est susceptible de se produire, s'ils affectent la stabilité de forme de façon significative. Pour Les sollicitations doivent être déterminé par une analyse élasto-plastique.

Les sections planes peuvent être considérées comme restant planes. L'action mixte entre les éléments en acier et en béton de la barre peut être supposée totale jusqu'à la ruine.

Pour La résistance du béton à la traction doit être négligée. L'influence de la rigidité du béton tendu entre fissures sur la rigidité en flexion peut être prise en compte.

Pour Les effets du retrait et du fluage doivent être pris en compte s'ils sont susceptibles d'affecter la stabilité de forme de façon significative.

Pour des raisons de simplification, les effets de fluage et de retrait peuvent être négligés si l'augmentation des moments fléchissant du premier ordre due aux déformations de fluage et à l'effort normal résultant des charges permanentes n'est pas supérieure à 10%.

Il convient d'utiliser les relations contraintes-déformations suivantes dans l'analyse non linéaire :

- Pour le béton comprimé, comme indiqué dans l'EN 1992-1-1, 3.1.5 ;
- Pour l'acier d'armatures, comme indiqué dans l'EN 1992-1-1, 3.2.7 ;
- Pour l'acier de construction, comme indiqué dans l'EN 1993-1-1, 5.4.3 (3).

Par simplification, l'effet des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques peut être modélisé par des imperfections en arc équivalentes (imperfections des éléments) qui sont indiquées. [7]

III.1.4- Méthode simplifiée de calcul

III.1.4.1-Conditions d'application de la méthode simplifiée

Comme déjà dit, le domaine d'application de cette méthode est limité aux éléments avec section doublement symétrique et uniforme sur leur longueur. La section en acier peut être constituée par un profilé laminé, un profilé formé à froid ou un profilé reconstitué soudé ; si cette section en acier est composée de deux ou plusieurs sections non solidarisées, la méthode n'est pas applicable.

D'autres limitations sont à considérer, à savoir:

- a) L'élanement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0;
- b) Le rapport de contribution de l'acier $\delta = \frac{A_a f_y}{N_{pl,Rd}}$ est compris entre 0,2 et 0,9;
- c) Pour les sections totalement enrobées, les épaisseurs d'enrobage de béton ne sont pas Inférieures aux valeur suivantes;

- dans le sens y : $40 \text{ mm} < C_y < 0,4 b$; (III – 1)

- dans le sens z : $40 \text{ mm} < C_z < 0,3 h$; (III – 2)

-d) l'aire de la section d'armature longitudinale à considérer dans les calculs ne doit pas dépasser 6 % de l'aire de la section de béton ;

-e) enfin, il convient que le rapport entre la hauteur h de la section et sa largeur b se situe entre 0,2 et 5.[9]

III.1.5 - Poteaux mixtes soumis à compression axiale

III.1.5.1-Résistance des sections transversales aux charges axiales

La résistance en section vis-à-vis d'une charge axiale de compression est obtenue en additionnant les résistances plastiques des éléments constitutifs de cette section.

Pour les sections enrobées de béton :

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{MA}} + A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (\text{III} - 3)$$

Pour les sections creuses remplies de béton:

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{MA}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (\text{III} - 4)$$

A_a, A_c, A_s les aires des sections transversales de la acier de construction, du béton et de l'armature.

Pour les profils creux remplis de béton, l'augmentation de la résistance du béton résultant du confinement est prise en compte en remplaçant le coefficient $0.85 f_{ck}$ par f_{ck} .

Pour une section creuse circulaire remplie de béton, une autre augmentation de résistance à la compression provient du fretage du poteau de béton. Elle n'est effective que si le profil creux en acier est circulaire et suffisamment rigide pour s'opposer efficacement au gonflement du béton comprimé sous l'effet de la compression axiale. Cette augmentation de résistance ne peut donc être utilisée dans les calculs que lorsque l'élançement réduit du poteau mixte constitué d'un tube circulaire rempli de béton ne dépasse pas 0,5 et que le plus grand moment fléchissant de calcul admis, $M_{\max.Sd}$, calculé au premier ordre, ne dépasse pas $(0.1 N_{sd} \cdot d)$ où d représente le diamètre extérieur du poteau et N_{sd} l'effort de compression sollicitant de calcul.

La résistance plastique de calcul à la compression d'un poteau mixte fait d'une section creuse circulaire remplie de béton peut être calculée par la relation suivante:

$$N_{pl.Rd} = A_a \eta_2 \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left[1 + \eta_1 \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (\text{III} - 5)$$

Où t représente l'épaisseur de la paroi du tube en acier.

Les coefficients η_1 et η_2 sont définis
ci-après pour $0 < e < d/10$, où e désigne

l'excentricité de l'effort axial de compression e est défini par le rapport $M_{\max.Sd} / N_{Sd}$:

$$\eta_1 = \eta_{10} \left[1 - 10 \frac{e}{d} \right] \quad \eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20}) 10 \frac{e}{d} \quad (\text{III} - 6)$$

Pour $e > d/10$, on doit adopter $\eta_1 = 0$ et $\eta_2 = 1,0$

$$\text{Avec : } \quad \eta_{10} = 4.9 - 18.5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \text{ mais } \geq 0 \quad (\text{III} - 7)$$

$$\eta_{20} = 0.25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \quad \text{mais } \leq 1,0 \quad (\text{III} - 8)$$

les moments sollicitant réduisent la contrainte de compression moyenne dans le poteau et donc l'effet favorable du frettage, Les conditions sur l'excentricité e et sur l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ traduisent cette restriction [6].

III.1.5.2- Elancement réduit :

La charge élastique critique N_{cr} d'un poteau mixte est calculée en utilisant la formule d'Euler:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{L^2} \quad (\text{III} - 9)$$

Où $(EI)_e$ est la rigidité du poteau mixte, L est la longueur de flambement d'un poteau mixte rigide isolé qui, de manière sécuritaire, peut être prise égale à sa longueur pure L .

Pour les charges de courte durée, la rigidité élastique réelle de flexion de la section transversale d'un poteau mixte, $(EI)_e$ est donnée par l'équation suivante[6]:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (\text{III} - 10)$$

I_a , I_c et I_s sont les moments d'inerties de flexion pour le plan de flexion considéré de l'acier de construction, du béton (que l'on suppose non fissurer) et de l'armature;

E_a et E_s les modules d'élasticité pour l'acier de construction et pour l'acier de d'armature ;

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$: le module d'élasticité de calcul de la parti en béton,

E_{cm} est le module sécant du béton,

$\gamma_c = 1.35$ est un facteur de sécurité appropriée pour la rigidité du béton.

pour les charges de longue durée, on doit tenir compte de leur influence sur la rigidité élastique réelle de flexion en remplaçant dans la formule ci-dessus le module d'élasticité du béton E_{cd} par :

$$E_c = E_{cd} \left(1 - 0.5 \frac{N_{G.Sd}}{N_{Sd}} \right) \quad (\text{III} - 11)$$

Où $N_{G.Sd}$ est la fraction de la charge axiale N_{Sd} qui agit de manière permanente.

Cette correction de la formule n'est nécessaire que si l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ dans le plan de flexion considéré dépasse les valeurs limites de 0.8 pour les profils enrobés de béton et $0.8/(1-\delta)$ pour les profils creux remplis de béton et que si e/d est inférieur à 2.

L'élançement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau mixte pour le plan de flexion considéré est donné par la formule :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rd}}{N_{cr}}} \quad (\text{III} - 12)$$

Où $N_{pl.Rd}$ est la valeur de l'effort normal résistant plastique $N_{pl.Rd}$ calculé en posant tous les facteurs partiels de sécurité γ_a , γ_c et γ_s égaux à 1,0 (c'est à dire en utilisant les résistances caractéristiques des matériaux)[6].

III.1.5.3- Résistance au flambement

Le poteau mixte présente une résistance suffisante au flambement si, pour les deux axes :

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl.Rd} \quad (\text{III} - 13)$$

Où : χ est le coefficient de réduction pour le mode de flambement suivant l'axe considéré, dont la valeur est donnée en fonction de l'élançement $\bar{\lambda}$ et de la courbe de flambement européenne adéquate [6].

Les courbes de flambement sont les suivantes :

- courbe **a** pour les profils creux remplis de béton (relevant du coefficient d'imperfection $\alpha = 0.21$);
- courbe **b** pour les profils en I totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe fort du profil en acier ($\alpha = 0.34$);
- courbe **c** pour les profils en I totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe faible du profil en acier ($\alpha = 0.49$);

Il est possible de déterminer numériquement la valeur de χ par la formule suivante :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \leq 1 \quad (\text{III-14})$$

avec

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (\text{III} - 15)$$

Les courbes de flambement sont les courbes donnant le coefficient de réduction χ en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ [7]

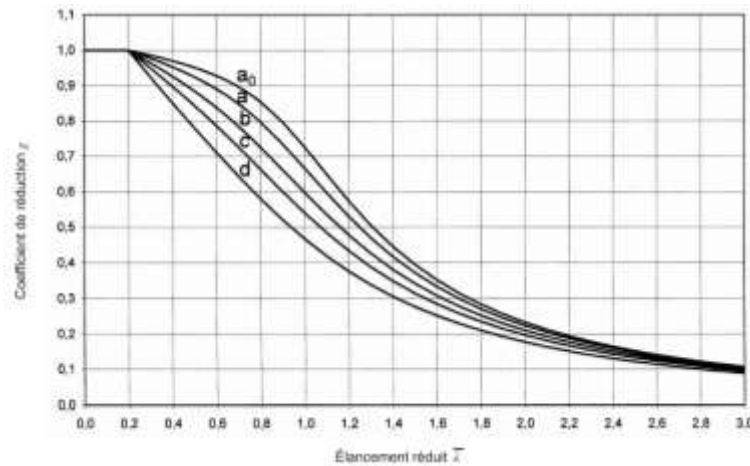


Figure III.1- courbe de flambement

III.1.6 -Flambement des poteaux mixtes :

III.1.6.1 -Définition du phénomène du flambage :

- Le flambement simple affecte les pièces soumises à la compression simple. Lorsqu'un effort normal atteint certaines valeurs N_u , la flèche F , selon le plan d'inertie le plus petit, augmente brutalement si l'effort est maintenu constant et la barre flambe.

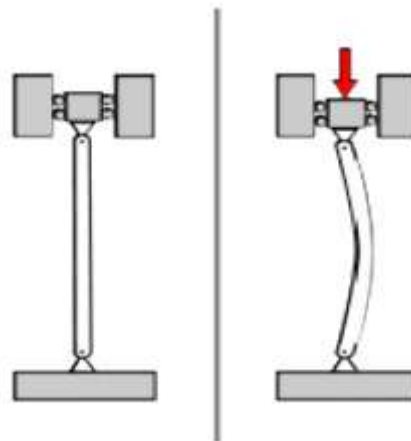


Figure III.2- flambement sous un effort de compression

- Le flambement est un phénomène global qui apparaît sur l'ensemble du poteau et non à un endroit localisé comme le voilement. Il est caractérisé par un déplacement hors plan de l'ensemble de la section (figure III.2). Il est influencé par les caractéristiques globales du poteau telles que la rigidité de la section, la hauteur et les conditions de retenue aux appuis.



Figure III.3- Flambement des poteaux mixtes :

(a)- Profil d'acier enrobé de béton

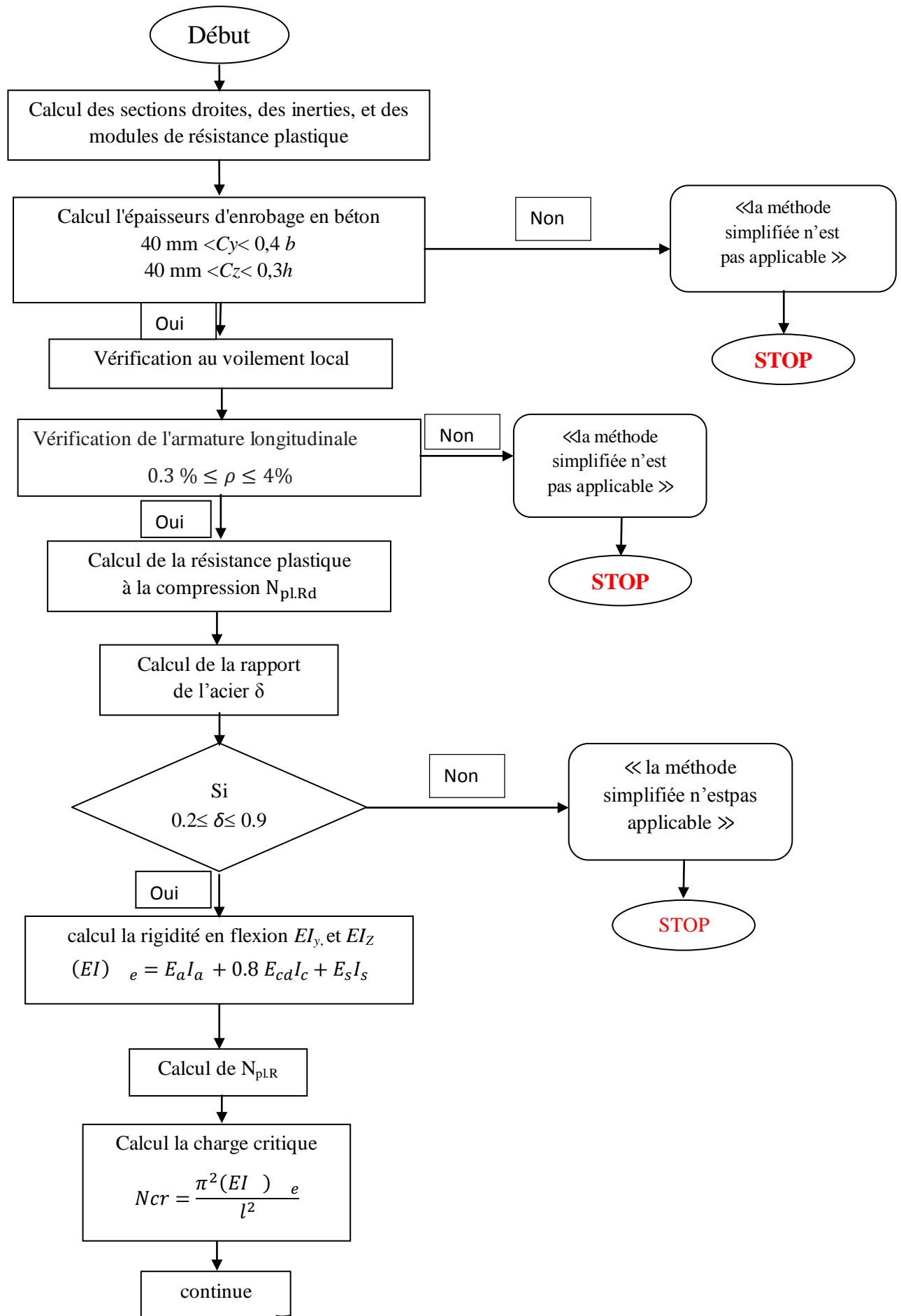
(b)- Profil creux rempli de béton

- Donc le flambage ou le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure, qui soumise à un effort normal de compression, a tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion)[11].

- Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un PHENOMENE D'INSTABILITE DE FORME (le flambement dépend de la géométrie)[10].

III.1.7 - Organigrammes récapitulatifs de calculs

La procédure calcul de la résistance à la compression axiale d'un poteau mixte est résumée dans l'organigramme suivant:



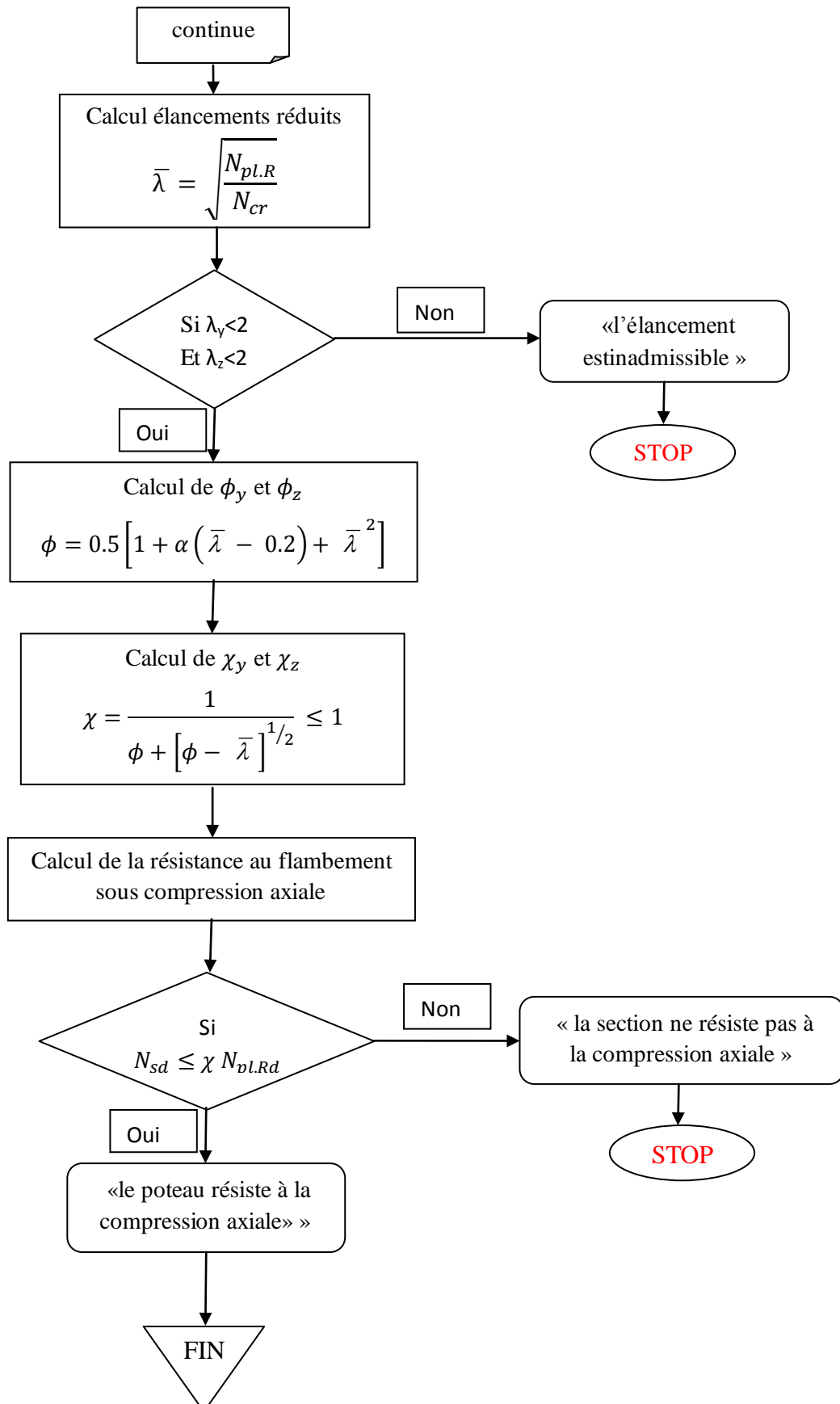


Figure III.4- Organigramme de calcul la résistance à la compression axiale d'un poteau mixte

III.2- ETUDE DES POTEAUX MIXTES A LA FLEXION COMPOSEE

III.2.1- Introduction

Comme le poteau mixte est un élément porteur faisant en général partie d'une structure entière (ossature de bâtiment par exemple), il est souvent soumis, en plus de l'effort de compression, à de la flexion, éventuellement même influencée par des effets du second ordre. Le cas général de sollicitation d'un poteau mixte est donc une interaction entre un effort normal, des moments d'extrémité et une charge transversale éventuelle[9] - Voir **Figure III-5**.

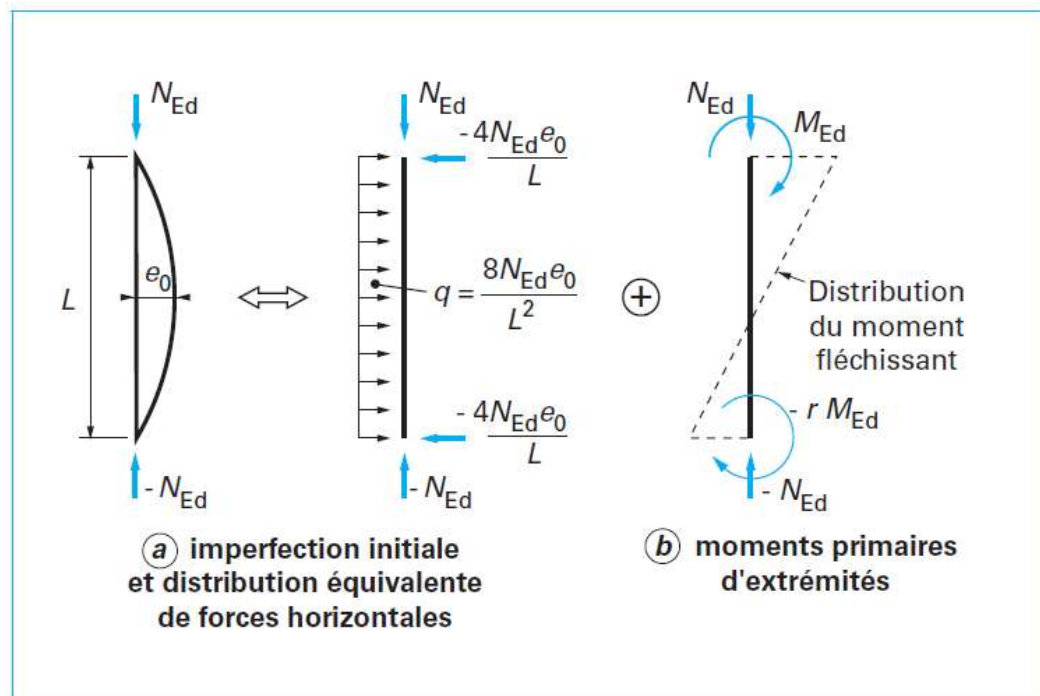


Figure III.5- Exemple type d'actions primaires appliquées au poteau

III.2.2- Résistance des poteaux mixtes à la compression et à la flexion uni-axiale combinée (N+M_x)

III.2.2.1- Courbe d'interaction

Il est nécessaire de procéder à une vérification du comportement dans chacun des plans principaux, en prenant en compte l'élançement, la distribution des moments fléchissant et la résistance en flexion associés au plan de sollicitation considéré. La résistance en section du poteau mixte sous combinaison de compression et de **flexion mono-axiale** est définie par une courbe d'interaction $M-N$, telle que celle présentée à la Figure III.6.

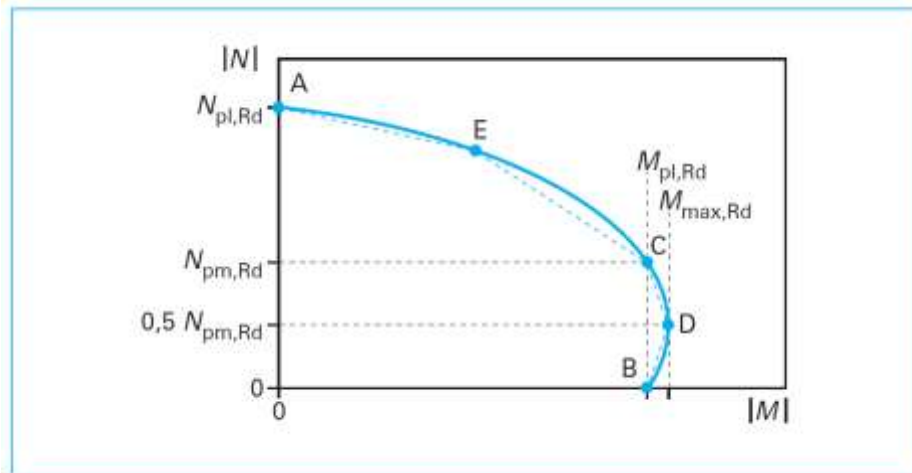


Figure III.6- Courbe d'interaction pour la résistance en compression et en flexion uni-axiale

Il faut remarquer que le point **D** de la courbe d'interaction correspond au maximum du moment résistant $M_{max,Rd}$ supérieur à $M_{pl,Rd}$. En effet, dans un poteau mixte, l'augmentation de la charge axiale retarde la fissuration par traction du béton et rend ainsi le poteau mixte plus apte à résister à la flexion.

La courbe d'interaction précitée peut se déterminer point par point, en considérant successivement diverses positions particulières de l'axe neutre plastique dans la section droite et en calculant pour chacune de ces positions, la résistance de la section droite à partir de l'hypothèse des blocs de contrainte, ce qui, à partir des deux équations d'équilibre de translation et de rotation, fournit le couple (M,N) des efforts résistants concomitants.

La Figure III.3 illustre cette procédure pour quatre positions particulières de l'axe neutre plastique, auxquelles correspondent respectivement les points repérés A, B, C, D et E de la Figure III.7.[8]

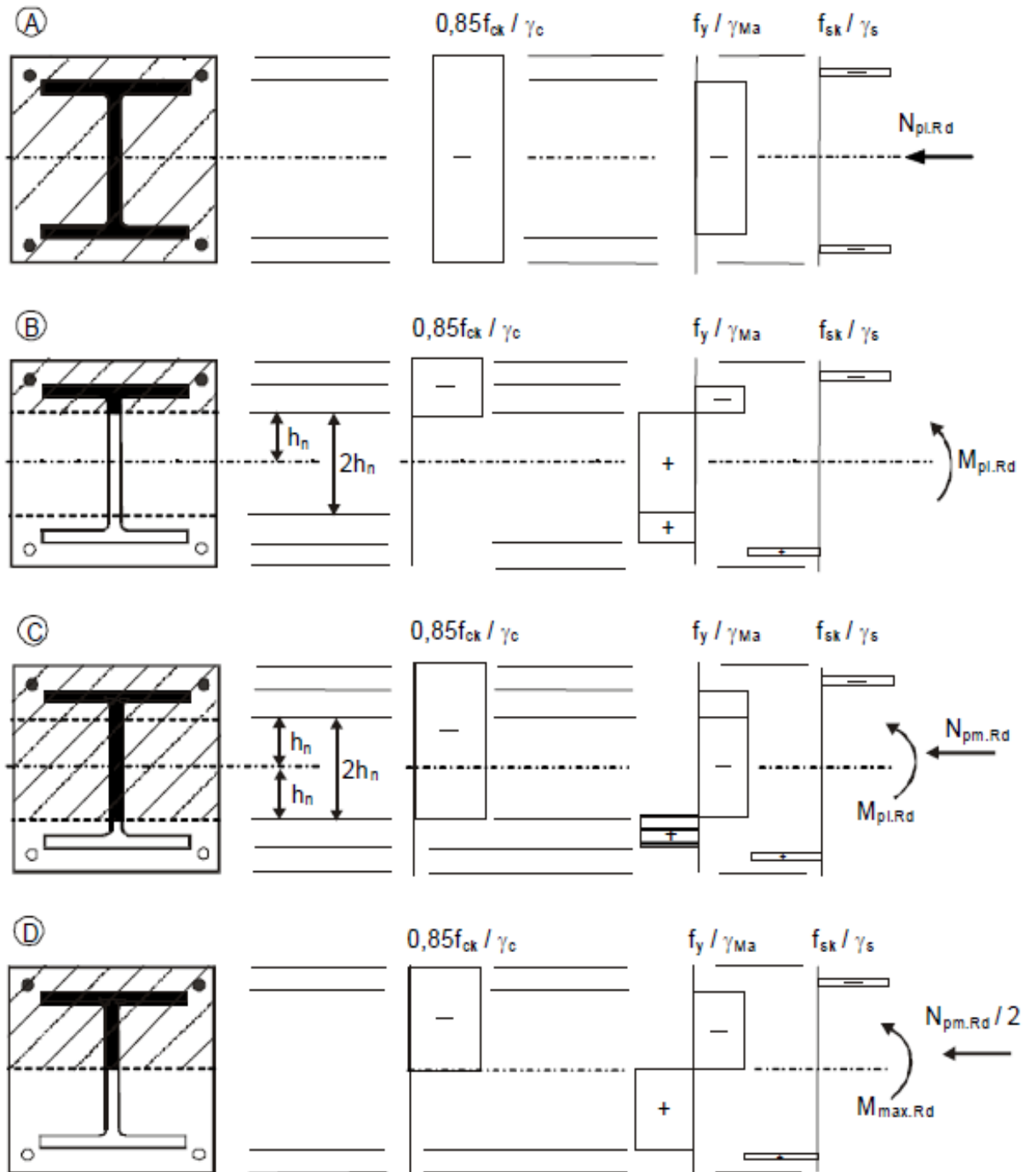


Figure III.7- Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction

- **Point A:** résistance en compression seule :

$$N_A = N_{pl,Rd} \quad M_A = 0$$

- **Point B:** résistance en flexion seule :

$$N_B = 0 \quad M_B = M_{pl,Rd}$$

- **Point C:** résistance en flexion identique à celle associée à la situation du point B mais avec une résultante non nulle en compression :

$$N_c = N_{pm.Rd} = A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{section enrobée})$$

$$N_c = N_{pm.Rd} = A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{section creuse remplie de béton})$$

$$M_c = M_{pl.Rd}$$

Note : f_{ck} doit éventuellement être affecté d'un facteur qui est :

$$\left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \text{ s'il s'agit d'une section creuse circulaire}$$

- **Point D:** moment résistant maximum

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = \frac{1}{2} A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{section enrobée})$$

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = \frac{1}{2} A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{section creuse remplie de béton})$$

De même f_{ck} doit éventuellement être affecté d'un facteur qui est :

$$\left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \text{ s'il s'agit d'une section creuse circulaire}$$

$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \frac{f_s}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pc} 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{III} - 16)$$

où W_{pa} , W_{ps} et W_{pc} sont les modules de résistance plastique respectivement du profil en acier, de l'armature et du béton pour la configuration étudiée .

h_n est la position de l'axe neutre plastique, sous $M_{pl.Rd}$ par rapport au centre de gravité de la section mixte comme cela est indiqué à la figure III.7 [6].

$$h_n = \frac{N_{pm.Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2 b_c f_{cd} + 2t_w(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (\text{III} - 17)$$

Il est alors pratique de calculer le moment de résistance plastique de la zone de hauteur $2 h_n$ de la section du poteau [8].

$$M_{n.Rd} = W_{pl.an} \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + \frac{1}{2} \alpha W_{pl.cn} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + W_{pl.sn} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (\text{III} - 18)$$

où $W_{pl.an}$, $W_{pl.cn}$ et $W_{pl.sn}$ sont respectivement les modules plastiques du profilé, du béton et éventuellement des barres d'armature compris dans la zone en question.

- **Point E:** situé à mi-distance de **A** et **C**.

L'augmentation en résistance au point **E** est généralement faible par rapport au résultat d'une interpolation linéaire directe entre **A** et **C**. Le calcul du point **E** peut être négligé.

Habituellement, aux fins de calcul, on substitue à la courbe continue d'interaction M-N, le contour polygonal AECDB, ou encore, plus simplement, le contour ACDB de la Figure III.6.

III.2.2.2-Amplification de second ordre des moments de flexion

Il est nécessaire de considérer les effets locaux du second ordre géométrique au niveau du poteau, à savoir l'amplification des moments de premier ordre existant dans le poteau suite à l'augmentation de l'excentricité avec laquelle l'effort axial agit. Ceux-ci peuvent toutefois être négligés lors de la vérification des poteaux isolés d'ossatures rigides si:

$$\frac{N_{sd}}{N_{cr}} \geq 0.1 \quad (\text{III} - 19)$$

Ou si: $\bar{\lambda} \geq 0.2 (2 - r)$ où r est le rapport des moments de flexion existant aux extrémités du poteau ($-1 \leq r \leq +1$), Les effets du second ordre sur le comportement d'un poteau isolé faisant partie d'une ossature rigide peuvent être pris en compte de manière approchée en appliquant au moment maximum de calcul de premier ordre M_{sd} le facteur multiplicateur k donné ci-après:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}}} \geq 0.1 \quad (\text{III} - 20)$$

Dans laquelle:

$\beta = 0.66 + 0.44r$ pour un poteau soumis à des moments d'extrémité

$\beta = 1.0$ lorsque la flexion résulte de charges transversales sur le poteau.

En présence de l'action conjointe de charges transversales et de moments d'extrémité,

β ne pourra jamais être pris inférieur à 1,0 à moins d'être évalué de manière plus précise.

La méthode de calcul est indiquée à la figure III-8 :

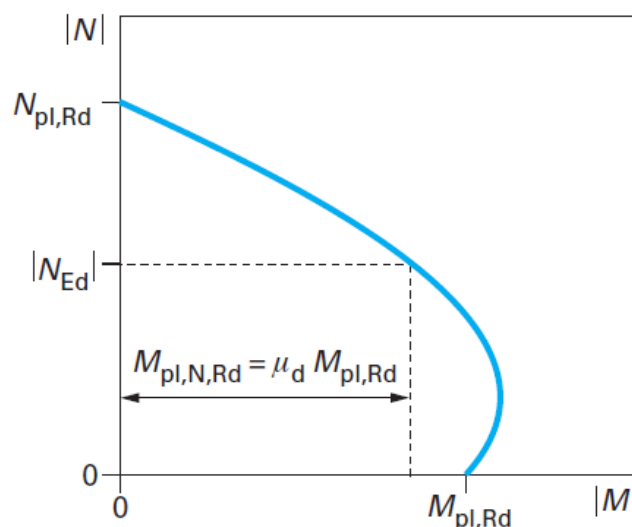


Figure III.8- Courbe d'interaction pour la vérification en compression et flexion uni-axiale

La résistance du poteau mixte à la compression axiale est $\chi N_{pl.Rd}$, qui tient compte de l'influence des imperfections et de l'élanement, χ est le paramètre représentant la résistance du poteau au flambement.

Soit $\chi_d = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}}$ où N_{sd} est l'effort axial de calcul. χ_d est le paramètre représentant la sollicitation axiale.

Soit $\chi_n = \frac{\chi(1-r)}{4}$ mais $\chi_n \leq \chi_d$ où r représentant, pour une variation linéaire de moment, le rapport du plus petit au plus grand moment d'extrémité, comme indiqué sur la figure III-9.

Dans les autres cas, lorsque la variation du moment n'est pas linéaire, il convient de prendre χ_n égale à zéro. [6].

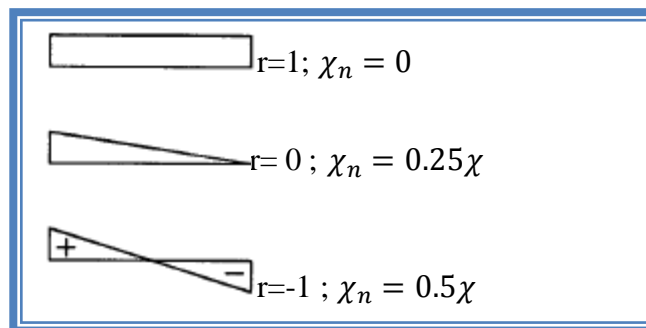


Figure III.9- Valeurs typiques de χ_n

Pour un effort axial supérieur ou égal à $\chi N_{pl.Rd}$ (χ sur le diagramme adimensionnel de la figure III-4), il n'est plus possible d'appliquer un moment de flexion au poteau mixte, La valeur correspondante du moment de flexion (μ_k) est la valeur maximale du moment secondaire de flexion, conséquence des imperfections, sous la seule charge axiale la figure III-9 et peut $\chi N_{pl.Rd}$. Le moment secondaire va décroître avec χ_d [6].

Pour le niveau χ_d la valeur disponible correspondante pour la flexion de la section transversale est $\mu \cdot M_{pl.Rd}$. La longueur μ est présentée sur la figure III-4 et peut être calculée au moyen de la formule suivante :

$$\mu = \mu_d - \mu_k(\chi_d - \chi_n)/(\chi - \chi_n) \quad (\text{III} - 21)$$

En dessous de χ_n le moment résistant est totalement disponible.

La résistance de la section transversale à la flexion correspondante vaut :

$$M_{Rd} = 0.9\mu M_{pl.Rd} \quad (\text{III} - 22)$$

et le poteau à une résistance à la flexion suffisante si : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

Le facteur de réduction 0.9 correspond à deux hypothèses qui ne sont pas toujours réalisées lorsque de grands moments sollicitant sont appliqués :

- La courbe d'interaction est déterminée à partir des caractéristique plastiques complètes de la section pour les deux résistances en effort normal et en résistances de flexion : cette situation n'est pas complètement conforme à la réalité;
- Le moment sollicitant M_{sd} à été calculé avec une section supposée non fissurée : or, pour de grand moments sollicitants , il est évident que la fissuration à une influence sur la rigidité du poteau[6].

III.2.3-Résistance des poteaux mixtes à la compression et à la flexion bi-axiale combinée (N+M_y+M_z)

En raison des différentes valeurs d'élancements, de moments sollicitant, et de résistances à la flexion pour es deux axes, il est nécessaire, dans la plupart des cas de procéder à une vérification du comportement bi-axial.

Le poteau doit être vérifié pour chaque plan de flexion. Cependant il n'y à lieu de prendre en compte les imperfections que pour le plan où la ruine est susceptible de se produire. Pour l'autre plan de flexion, il est inutile d'en tenir compte (cas b sur la figure III-10), Si l'on a des doutes sur le plan de ruine, on se place en sécurité en tenant compte des imperfections dans les deux plans [6].

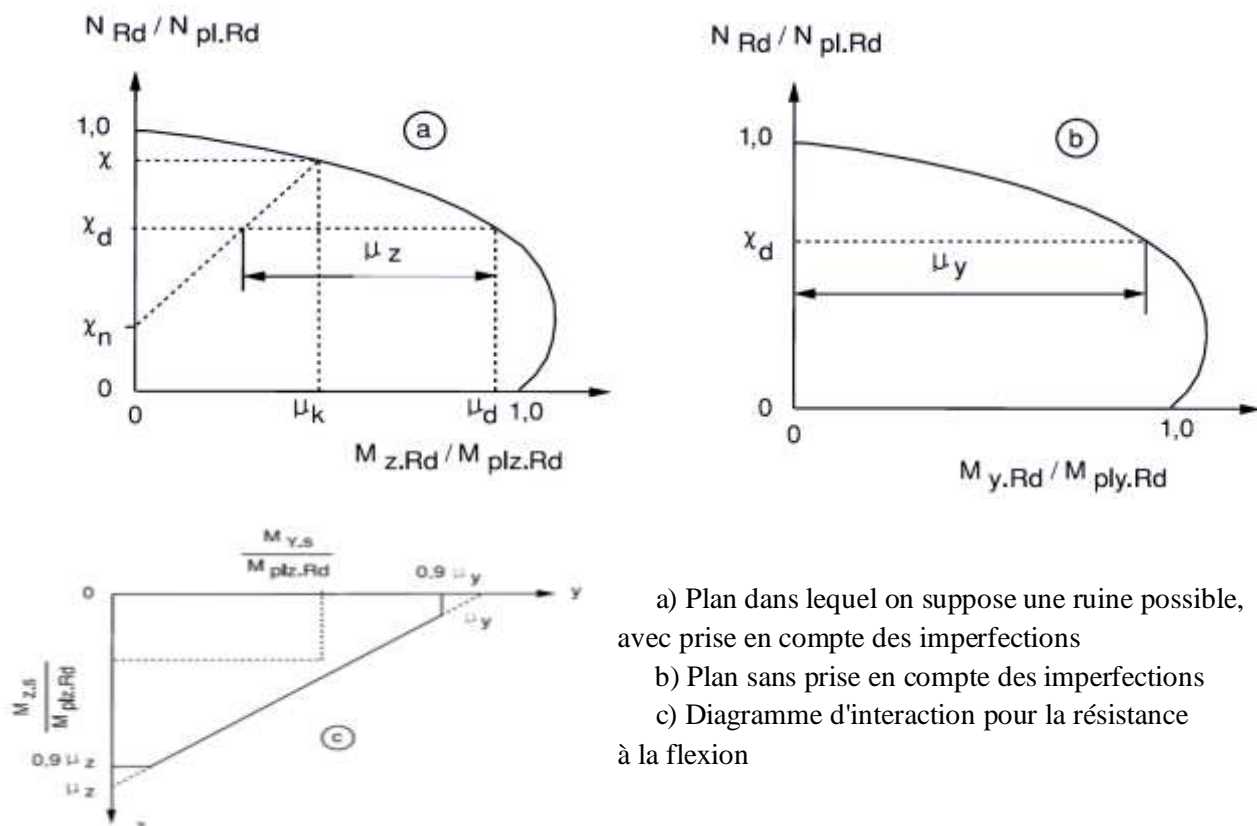


Figure III.10- Calcul de compression et flexion bi-axiale

L'élément structural présente une résistance suffisante si:

$$M_{y.Sd} \leq 0.9 \mu_y M_{pl.y.Rd} \quad M_{z.Sd} \leq 0.9 \mu_z M_{pl.z.Rd} \quad (\text{III} - 23)$$

et

$$\frac{M_{y.Sd}}{\mu_y M_{pl.y.Rd}} + \frac{M_{z.Sd}}{\mu_z M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{III} - 24)$$

avec $M_{pl.y.Rd}$ et $M_{pl.z.Rd}$ calculés comme ci-dessus selon l'axe approprié[6].

III.2.4- voilement local

Le risque de voilement local des parois en acier d'un poteau mixte doit être parfaitement contrôlé avant d'entreprendre toute vérification relative à l'instabilité de forme de ce poteau.

Dans le cas d'un profilé totalement enrobé, ce risque ne se présente pas, pour autant que l'épaisseur d'enrobage de béton soit suffisante, Elle ne peut être inférieure au maximum des deux valeurs suivantes:

- 40 mm
- 1/6 de la largeur b de la semelle du profil en acier

Cet enrobage destiné à empêcher tout éclatement prématuré du béton doit être armé transversalement.

Pour les autres types de poteaux mixtes, poteaux partiellement enrobés et profilés creux remplis de béton, les élancements des parois de la section en acier ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\frac{d}{t} \leq 90 \varepsilon^2$ pour les profils creux ronds remplis de béton de diamètre d et d'épaisseur t
- $\frac{h}{t} \leq 52 \varepsilon$ pour l'âme des profils creux rectangulaires remplis de béton de hauteur h et d'épaisseur t .
- $\frac{b}{t_f} \leq 44 \varepsilon$ pour les semelles de largeur b et d'épaisseur t_f des profils en H partiellement enrobés .

Avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ où f_y est la limite d'élasticité de l'acier constituant le profil[9].

III.2.5- Résistance à l'effort tranchant

Lors de la vérification des poteaux mixtes soumis à un moment de flexion, il est admis en général que l'effort tranchant est repris par les éléments constitutifs du profil métallique. Ainsi, en cas de poteau mixte constitué d'un profil en double té enrobé de béton, sollicité par un

effort tranchant agissant dans un plan parallèle à l'âme du profilé, on admet que c'est cette âme qui reprend l'effort tranchant[11].

La condition à satisfaire par l'effort tranchant de calcul V_{sd} , dans une section sollicitée essentiellement par ce type d'effort, est donc [9].

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \quad (\text{III} - 25)$$

avec :

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (\text{III} - 26)$$

$V_{pl.Rd}$: La résistance plastique à l'effort tranchant.

- Pour un profilé en I ou H fléchi suivant l'axe fort, l'aire A_v égale à :

$$A_v = 1.20 h_w t_w \quad (\text{III} - 27)$$

où

h_w est la hauteur totale de l'âme.

- Si le profilé est fléchi suivant l'axe faible :

$$A_v = 2 t_f b \quad (\text{III} - 28)$$

- Pour un profilé creux rectangulaire, selon l'axe de flexion considéré, on peut prendre :

$$A_v = 2 h t \text{ ou } A_v = 2 b t \quad (\text{III} - 29)$$

- et pour un profilé creux circulaire :

$$A_v = 2 d t$$

Organigrammes Récapitulatifs Calcul de la résistance à la flexion composée d'un poteau mixte

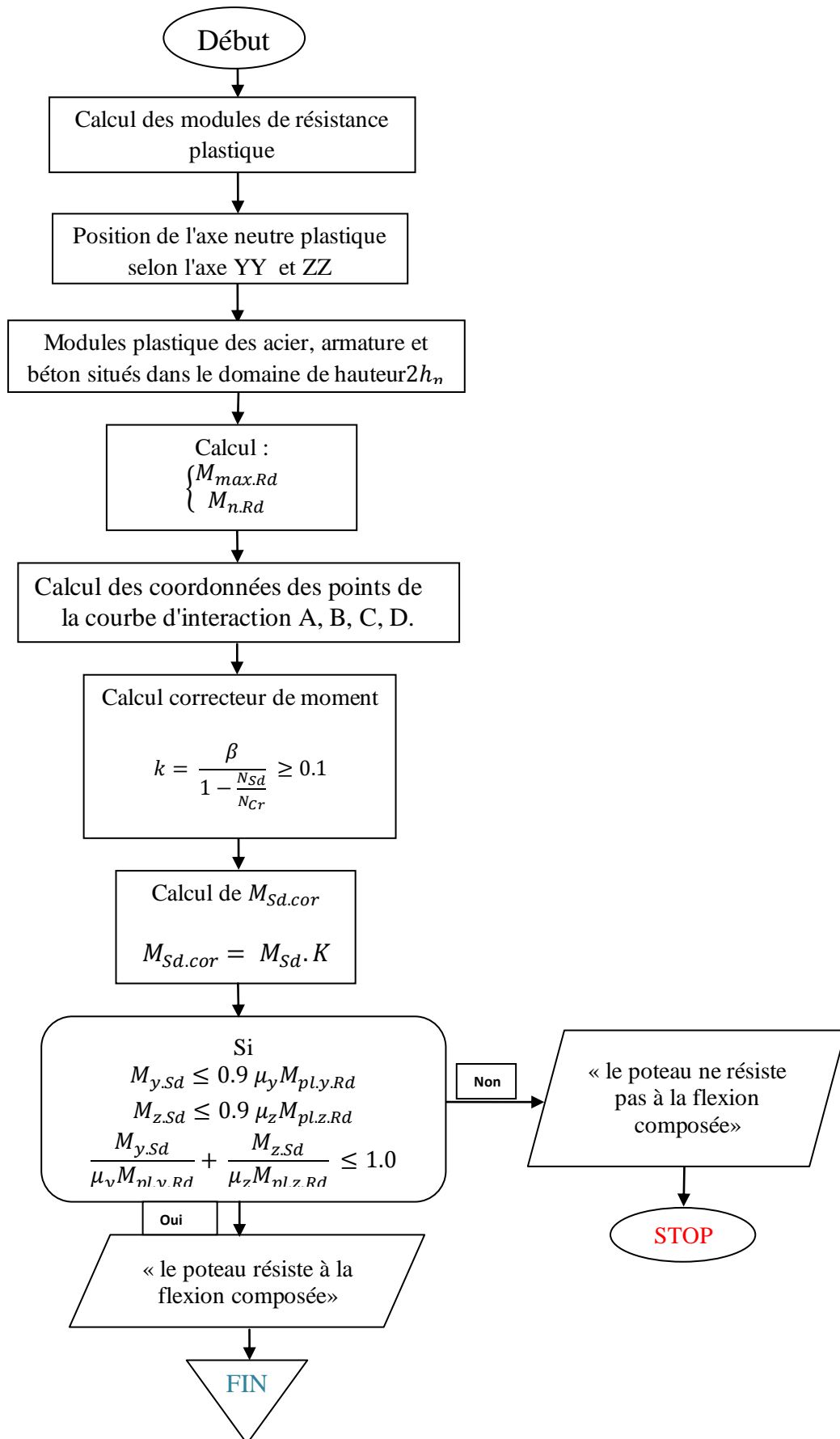


Figure III.11- Organigramme de la résistance à la flexion composée d'un poteau mixte



Chapitre IV

EXEMPLE
D'APPLICATION

IV.1- INTRODUCTION :

Le but de cet exemple est de montrer comment dimensionner les poteaux mixtes et les poteaux métalliques en appliquant les méthodes exposées dans les chapitres précédents.

IV.2- Ossature d'un bâtiment mixte à étages multiples

Le système porteur d'un bâtiment mixte à étages (hôtel) est illustré à la figure IV.1.

Les dimensions du bâtiment sont :

- Longueur = 30 m,
- Largeur = 20 m,
- Hauteur = 30 m.

Au Rez-de-chaussée se trouvent des magasins. Le 1^{er} étage est utilisé comme restaurant, le 2^{ème} étage est destiné aux bureaux d'administration et les autres étages comme chambres d'habitation. La terrasse est accessible au public.

La structure porteuse verticale est composée de poteaux mixtes continus supportant, à chaque niveau, un réseau de poutres mixtes orthogonales assemblées aux poteaux par des boulons et cordons de soudure. Les planchers sont constitués d'une dalle mixte (tôle-béton) reposant sur des solives, de 6 m de portée et espacés de 2.5 m, qui sont, à leur tour, appuyés sur des poutres principales de portée maximale égale à 7.5 m.

La stabilité horizontale est assurée par des barres de contreventement allant du Rez-de-chaussée à la terrasse du bâtiment. La dalle mixte connectée aux solives et poutres par des goujons soudés, joue le rôle d'un diaphragme à chaque étage.

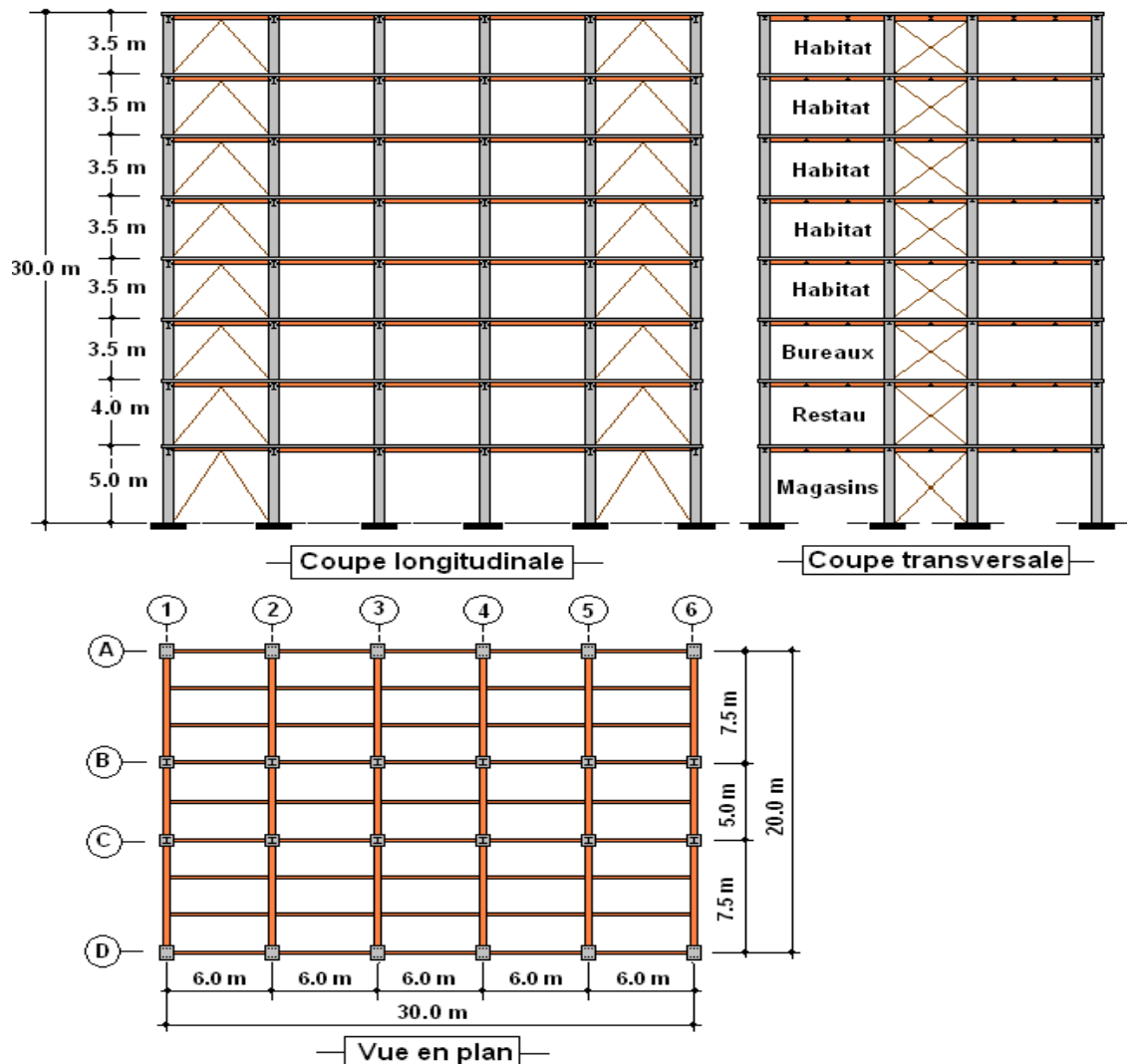


Figure IV.1- Ossature d'un bâtiment mixte à étages multiples

IV.2.1- Pré dimensionnement des éléments porteurs

Le choix des éléments porteurs, basé sur les règles empiriques de pré dimensionnement, est le suivant :

- Poutres principales (Profilé laminé en HEA) :

$$\frac{l}{30} \leq h \leq \frac{l}{25}, \quad l = 7.5m = 7500mm \rightarrow 250mm \leq h \leq 300mm \rightarrow \text{Choix : HEA 280}$$

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

$$\frac{l}{30} \leq h \leq \frac{l}{25}, \quad l = 6.0m = 6000mm \rightarrow 200mm \leq h \leq 240mm \rightarrow \text{Choix : IPE 220}$$

- Poteaux enrobés de béton (Profilé laminé en HEB) :

$$\lambda_K \leq 50 \Rightarrow i \geq \frac{l_K}{\lambda_K} = \frac{l}{50} = \frac{500\text{cm}}{50} = 10\text{cm} \rightarrow \text{Choix : HEB 280}$$

- Poteaux remplis de béton (Tube carré) :

$$\lambda_K \leq 50 \Rightarrow i \geq \frac{l_K}{\lambda_K} = \frac{l}{50} = \frac{500\text{cm}}{50} = 10\text{cm} \rightarrow \text{Choix : Tube carré 300x12}$$

- Dalles mixtes avec des tôles HI-BOND 55 :

Epaisseur total = 130 mm.

IV.2.2- 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.

$G = 173238.6 \text{ daN}$ Pour poteaux centre.

- **Surcharges d'exploitation**

Elles dépendent des affectations prévues à chaque étage et elles sont résumées dans le tableau IV.1

Tableau IV.1- valeurs des charges permanentes et d'exploitations à chaque étage

Etage	Charge permanente (daN/m ²)	Surcharge d'exploitation (daN/m ²)
Terrasse	560	250
du 3 ^{ème} au 7 ^{ème} étage (Habitat)	551	150
2 ^{ème} étage (Bureaux)	551	250
1 ^{er} étage (Restaurant)	551	400

Q = 65475 daN pour poteaux centre.

- **Surcharges climatiques de Neige et Vent**

Elles sont évaluées par les Règles Algériennes RNV99

- **Charges sismiques**

Elles sont évaluées par les Règles Algériennes RPA2003.

IV.3- Dimensionnement d'un poteau mixte totalement enrobés de béton

On choisit le poteau mixte central situé au RDC du bâtiment dont la section carrée est définie à la figure IV-2, le poteau est constitué d'un profilé HEB 280 en acier de nuance S235 ($f_y=235 \text{ N/mm}^2$) et de huit barres $\phi 12$ ($A_s = 904.77 \text{ mm}^2$ au total) en acier FeE 500 ($f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$), l'ensemble étant enrobé par un béton de classe C25/30 ($f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$).

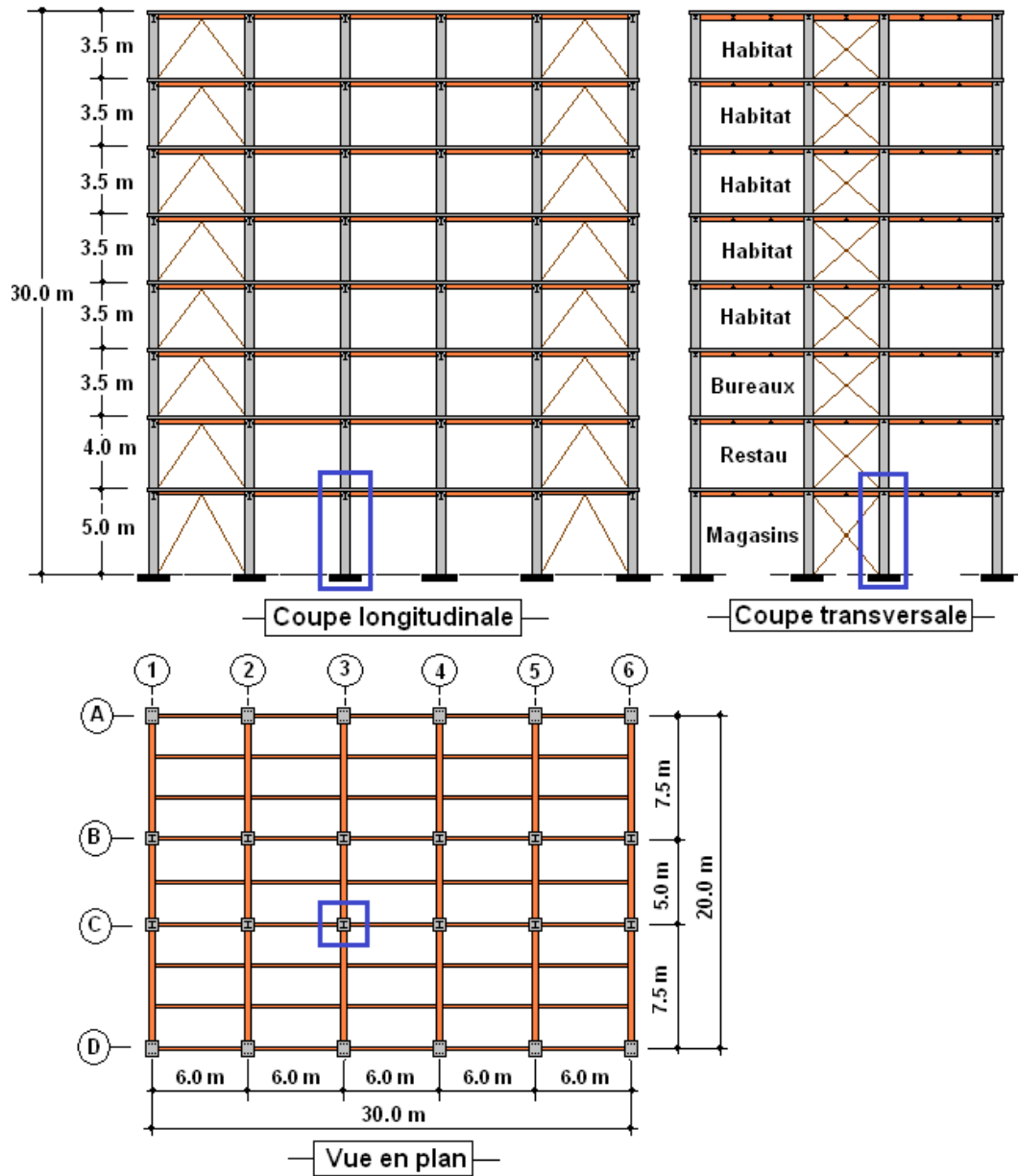


Figure IV.2- Poteau enrobé de béton

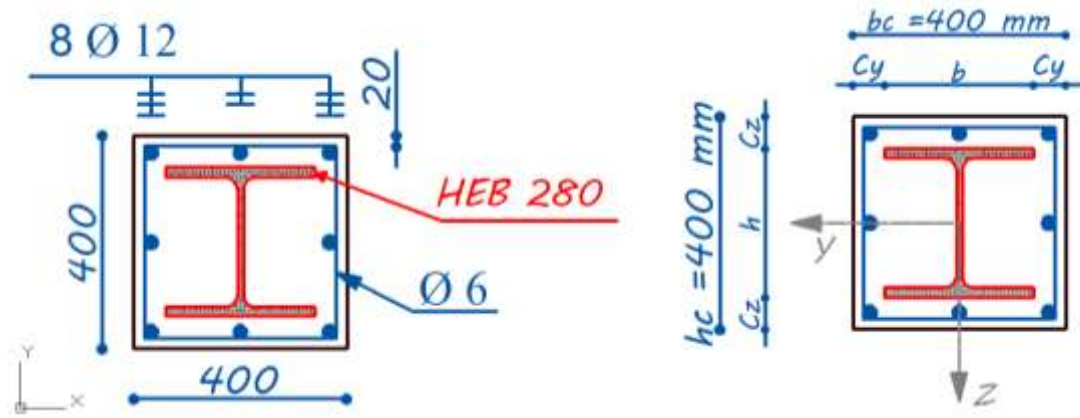


Figure IV.3- Section transversale du poteau mixte

Le tableau suivant donne les caractéristiques de l'HEB 280

Tableau IV.2-caractéristiques de l'HEB 280

profile	Poids	Section	Dimension					caractéristiques					
	P Kg/ m	A cm ²	h mm	b mm	e ₁ mm	e mm	h ₁ mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _y cm ³	W _z cm ³	i _y cm	i _z cm
HEB 280	103	131.4	280	280	18	10.5	196	19270	6595	1380	471	12,1	7,09

➤ **Caractéristiques géométriques et mécaniques de la section**

- Aire

• Armatures : $8\phi 12 \Rightarrow A_s = 9.04 \text{ cm}^2$

• Acier : HEB 280 $\Rightarrow A_a = 131.4 \text{ cm}^2$

Béton : $\Rightarrow A_c = b_c \cdot h_c - A_s - A_a =$
 $40 \times 40 - 9.04 - 131.4 = 1459.56 \text{ cm}^2$

- Les moment d'inertie

- Axe fort YY

- Acier : $I_{a yy} = 1.927 \times 10^8 \text{ mm}^4$

$$\begin{aligned}
 \text{- Armatures : } I_{s yy} &= \sum A_s d_{sz}^2 \\
 &= 3 \times 2 \times \frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{h_c}{2} - 2 \right) \\
 &= 3 \times 2 \times \frac{\pi 12^2}{4} \left(\frac{4000}{2} - 20 \right)^2 \\
 &= 678.58 \times 32400 \\
 I_{s yy} &= 0.22 \times 10^8 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Béton : } I_{c yy} &= \frac{b_c h_c^3}{12} - I_{a yy} - I_{s yy} \\
 &= \frac{400 \times 400^3}{12} - 1.927 \times 10^8 - 0.22 \times 10^8 \\
 I_{c yy} &= 19.18 \times 10^8 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

- Axe faible ZZ

$$\text{- Acier : } I_{a zz} = 0.6595 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Armatures : } I_{s zz} &= \sum A_s d_{sy}^2 \\
 &= 3 \times 2 \times \frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{h_c}{2} - 2 \right) \\
 &= 3 \times 2 \times \frac{\pi 12^2}{4} \left(\frac{4000}{2} - 20 \right)^2 \\
 &= 678.58 \times 32400 \\
 I_{s zz} &= 0.22 \times 10^8 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Béton : } I_{c zz} &= \frac{h_c b_c^3}{12} - I_{a zz} - I_{s zz} \\
 &= \frac{400 \times 400^3}{12} - 0.6595 \times 10^8 - 0.22 \times 10^8 \\
 I_{c zz} &= 20.45 \times 10^8 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

➤ **Vérification des conditions d'applications de la méthode simplifiée**

- Le poteau est doublement symétrique : la condition est vérifiée
- Le rapport de contribution de l'acier $\delta = \frac{A_a f_y}{N_{pl.Rd}}$ est compris entre 0,2 et 0,9 :
à vérifier après le calcul de $N_{pl.Rd}$.
- Vérification de l'épaisseur d'enrobage en béton

Selon y :

- $40 \text{ mm} < C_y < 0,4 b = 0,4 \times 280 = 112 \text{ mm}$
- $C_y = \frac{b_c - b}{2} = \frac{400 - 280}{2} = 60 \text{ mm}$

La condition selon y est vérifiée.

Selon z :

- $40 \text{ mm} < C_z < 0,3 h = 0,3 \times 280 = 84 \text{ mm}$
- $C_z = \frac{h_c - h}{2} = \frac{400 - 280}{2} = 60 \text{ mm}$

La condition selon Z est vérifiée.

➤ **Vérification au voilement du profilé**

La vérification au voilement du profilé métallique n'est pas nécessaire parce que son enrobage de béton est suffisant.

➤ **Vérification de l'armature longitudinale**

On doit respecter la condition suivante :

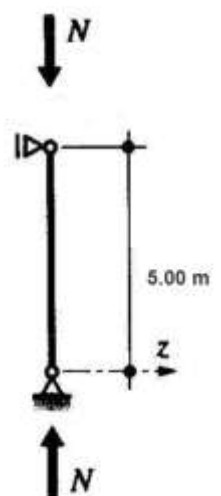
$$0.3 \% \leq \rho \leq 4\%$$

Avec:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \times 100 = \frac{904}{145956} \times 100 = 0.61\%$$

La vérification est donc satisfaite.

$G=173238.6$ daN, $Q=65475$ daN pour poteau de *centre*



➤ **Calcul des sollicitations au niveau du RDC**

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$N_{sd} = 1.35 (173238.6) + 1.5 (65475)$$

$$N_{sd} = 332084.61 \text{ daN}$$

➤ **Résistance de section transversale aux charges axiales**

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{MA}} + A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{pl.Rd} = 131.4 \times 10^2 \frac{235}{1.1} + 1459.56 \times 10^2 \times 0.85 \frac{25}{1.5} + 9.04 \times 10^2 \frac{500}{1.15}$$

$$N_{pl.Rd} = 5267935.28 \text{ N} = 5267.93 \text{ KN}$$

- **Vérification du rapport de contribution de l'acier**

$$\delta = \frac{A_a \frac{f_y}{\gamma_a}}{N_{pl.Rd}} = \frac{2807.18}{5267.93} = 0.53$$

On doit avoir $0.2 \leq \delta \leq 0.9$. La Vérification est donc satisfaite et

La méthode simplifiée est donc applicable .

- **Rigidité du poteau mixte**

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

- Rigidité élastique

- Acier :

$$E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$(E_a I_a)_y = 210 \times 10^3 \times 1.927 \times 10^8 = 40467 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$(E_a I_a)_z = 210 \times 10^3 \times 0.6595 \times 10^8 = 13849.5 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

- Armatures :

$$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$(E_s I_s)_y = (E_s I_s)_z = 210 \times 10^3 \times 0.219 \times 10^8 = 4599 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

- Béton :

$$E_{cd} = 9500(f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}}$$

$$E_{cd} = 9500(25 + 8)^{\frac{1}{3}} = 30471.57 \text{ N/mm}^2$$

$$(E_{cd}I_c)_y = 30471.57 \times 19.18 \times 10^8 = 58444.47 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$(E_{cd}I_c)_z = 30471.57 \times 20.45 \times 10^8 = 62314.36 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

Section transversale mixte

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

Soit :

$$(EI)_{ey} = 40467 \times 10^9 + 0.8 \times 58444.47 \times 10^9 + 4599 \times 10^9 = 91821.57 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$(EI)_{ez} = 13849.5 \times 10^9 + 0.8 \times 62314.36 \times 10^9 + 4599 \times 10^9 = 68300 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

Pour le calcul des élancements réduits $\bar{\lambda}$, les coefficients partiels de sécurité γ_{MA} ,

γ_c

et γ_s sont pris égaux à l'unité dans le calcul de la résistance. On a donc :

$$N_{pl.R} = A_a \frac{f_y}{\gamma_1} + A_c \cdot 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_1} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_1}$$

$$N_{pl.R} = 131.4 \times 10^2 \frac{235}{1} + 1459.56 \times 10^2 \times 0.85 \frac{25}{1} + 9.04 \times 10^2 \frac{500}{1}$$

$$N_{pl.R} = 3087900 + 3101565 + 452000 = 6641465 \text{ N}$$

$$N_{pl.R} = 6641.46 \text{ KN}$$

- Charge critique N_{cr} et des élancements réduits

$\bar{\lambda}$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l^2}$$

Longueur de flambement :

$$l = 0.7l_0 = 0.7 \times 5000 = 3500 \text{ mm}$$

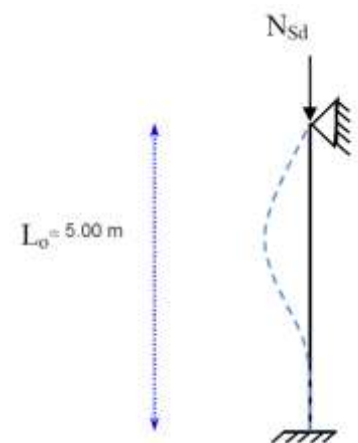


Figure IV.4-

Longueur de flambement

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

Selon l'axe y (fort inertie du profile)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 91821.57 \cdot 10^9}{3500^2} =$$

$$73978.98 \cdot 10^3 \text{ N} = 73978.98 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{6641.46}{73978.98}} = 0.29$$

Selon l'axe z (faible inertie du profile)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 68300 \cdot 10^9}{3500^2} = 55028.08 \cdot 10^3 \text{ N} = 55028.08 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{6641.46}{55028.08}} = 0.34$$

➤ **Calcul de la résistance au flambement sous charge centrée**

la résistance au flambage du poteau mixte est donne par la relation suivante :

$$N_{sd} \leq \chi_{min} N_{pl,Rd} \quad \text{Ou} \quad \chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

- Selon l'axe y (fort inertie du profile)

- $\alpha = 0.34$ (pour la courbe **b** pour les profils en I totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe fort du profile en acier)

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.34(0.29 - 0.2) + 0.29^2]$$

$$\phi_y = 0.55$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0.55 + [0.55^2 - 0.29^2]^{1/2}}$$

$$\chi_y = 0.98$$

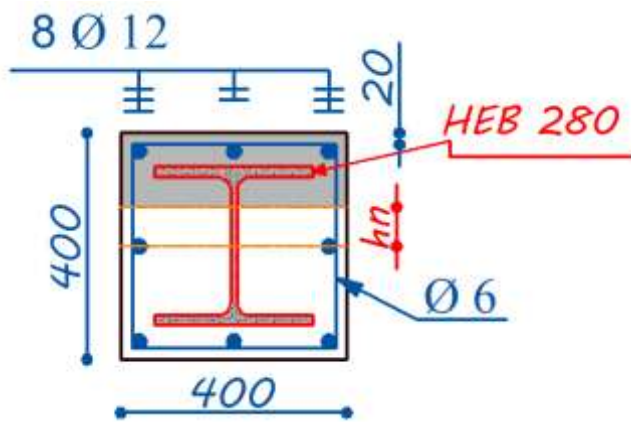
- Selon l'axe z (faible inertie du profile)

- $\alpha = 0.49$ (Pour la courbe **b** pour les profils en I totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe faible du profile en acier)

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.49(0.34 - 0.2) + 0.34^2]$$

$$\phi_z = 0.59$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = \frac{1}{0.69 + [0.69^2 - 0.59^2]^{1/2}}$$



$$\chi_z = 0.93$$

D'où :

$$\chi_{min} = \min(0.98; 0.93) = 0.93$$

Il y a donc flambage selon l'axe z et la résistance au flambage du poteau mixte vaut $N_{sd} = 3320.84 \leq$

$$\chi_{min} N_{pl.Rd} = 0.93 \times 5267.93 =$$

$$4899.17 \text{ KN}$$

4899.17 KN

Donc la vérification est donc satisfaite.

➤ **RESISTANCE DE LA SECTION SOUS MOMENT DE FLEXION ET EFFORT NORMAL**



Figure IV.5-

Poteau mixte comprimé et fléchi

- Calcul des modules de résistance plastique

Axe fort YY :

$$\text{- Acier : } W_{pa} = 1534 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} \text{- Armature : } W_{ps} &= \sum A_i e_i = 2 \times 3 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \left(\frac{h_c}{2} - 20 \right) \\ &= 2 \times 3 \times \frac{\pi 12^2}{4} \times \left(\frac{400}{2} - 20 \right) \\ &= 122.10 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Béton : } W_{pc} &= \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps} \\ &= \frac{400 \times 400^2}{4} - 1534 \times 10^3 - 122.10 \times 10^3 \\ &= 14344 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Axe faible ZZ :

$$\text{- Acier : } W_{pa} = 717.60 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} \text{- Armature : } W_{ps} &= \sum A_i e_i = 2 \times 3 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \left(\frac{h_c}{2} - 20 \right) \\ &= 2 \times 3 \times \frac{\pi 12^2}{4} \times \left(\frac{400}{2} - 20 \right) \\ &= 122.10 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Béton : } W_{pc} &= \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps} \\ &= \frac{400 \times 400^2}{4} - 717.60 \times 10^3 - 122.10 \times 10^3 \\ &= 15160.30 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

- Position de l'axe neutre plastique selon l'axe YY :

Si nous supposons que l'axe neutre de flexion plastique est dans l'âme du profilé, nous avons :

$$h_n \leq \frac{h}{2} - t_f$$

$$h_n = \frac{N_{pm.Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w(2f_{yd} - f_{cd})}$$

Avec $N_{pm.Rd}$ représentant la résistance à la compression de la totalité de l'aire de béton :

$$N_{pm.Rd} = N_{pl.c.Rd} = A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

D'où :

$$N_{pm.Rd} = 1459.56 \times 10^2 \times 0.85 \frac{25}{1.5} = 2067710 \text{ N}$$

Et A_{sn} correspondant à la somme de l'aire des barres d'armature à l'intérieur du domaine de hauteur $2h_n$

$$A_{sn} = 2 \times \frac{\pi d^2}{4} = 2 \times \frac{\pi 12^2}{4} = 226.20 \text{ mm}^2$$

$$2f_{sd} = 2 \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 2 \frac{500}{1.15} = 870 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$b_c = 400 \text{ mm}, \quad t_w = 10.5 \text{ mm}$$

$$2f_{yd} = 2 \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} = 2 \frac{235}{1.1} = 427.27 \text{ Mpa}$$

D'où finalement :

$$\begin{aligned} h_n &= \frac{2067710 - 226.20(870 - 14.16)}{2 \times 400 \times 14.16 + 2(10.5)(427.27 - 14.16)} \\ &= \frac{1874119}{20003.31} = 93.69 \text{ mm} \end{aligned}$$

On vérifie ainsi que l'axe neutre est bien dans l'âme du profilé :

$$h_n \leq \frac{h}{2} - t_f$$

$$93.69 \text{ mm} \leq \frac{280}{2} - 18 = 122 \text{ mm}$$

- Modules plastique des aciers, armature et béton situés dans le domaine de hauteur $2h_n$

- Acier : $W_{pl.an} = t_w h_n^2 = 10.5 \times 93.69^2 = 92.16 \times 10^3 \text{ mm}^3$

- Armature : $W_{pl.sn} = 0$

- Béton : $W_{pl.cn} = W_{pl.tot.n} - W_{pl.an} - W_{pl.sn}$ avec : $W_{pl.tot.n} = b_c h_n^2$

D'où :

$$W_{pl.cn} = 400 \times 93.69^2 - 92.16 \times 10^3 - 0 = 3418.96 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

- Calcul des coordonnées des points de la courbe d'interaction selon l'axe fort YY:

Point A :

$$N_A = N_{pl.Rd} = 5267.93 \text{ KN} ; \quad M_A = 0$$

Point B :

$$N_B = 0 ; \quad M_B = M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd}$$

Avec:

$$M_{max.Rd} = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + \frac{1}{2} 0.85 W_{pc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + W_{ps} \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$= 1534 \times 10^3 \frac{235}{1.1} + \frac{1}{2} 0.85 \times 14344 \times 10^3 \frac{25}{1.5} +$$

$$122.10 \times 10^3 \frac{500}{1.15}$$

$$= 482.40 \times 10^6 \text{ N.mm} = 482.40 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_{n.Rd} = W_{pl.an} \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + \frac{1}{2} 0.85 W_{pl.cn} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + W_{pl.sn} \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$M_{n.Rd} = 92.16 \times 10^3 \frac{235}{1.1} + \frac{1}{2} 0.85 \times 3418.96 \times 10^3 \frac{25}{1.5}$$

$$M_{n.Rd} = 43.90 \times 10^6 \text{ N.mm} = 43.90 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd} = 482.40 - 43.90 = 438.5 \text{ KN.m}$$

Soit pour le point B : $N_B = 0$; $M_B = 438.5 \text{ KN.m}$

Point C :

$$N_c = N_{pm.Rd} = A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} ; \quad M_c = M_B = M_{pl.Rd}$$

Avec:

$$N_c = A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1459.56 \times 10^2 \times 0.85 \frac{25}{1.5} = 2067710 \text{ N} = 2067.71 \text{ KN}$$

$$M_c = 438.5 \text{ KN.m}$$

Point D :

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = \frac{1}{2} N_c = \frac{1}{2} 2067.71 = 1033.85 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_{max.Rd} = 482.40 \text{ KN.m}$$

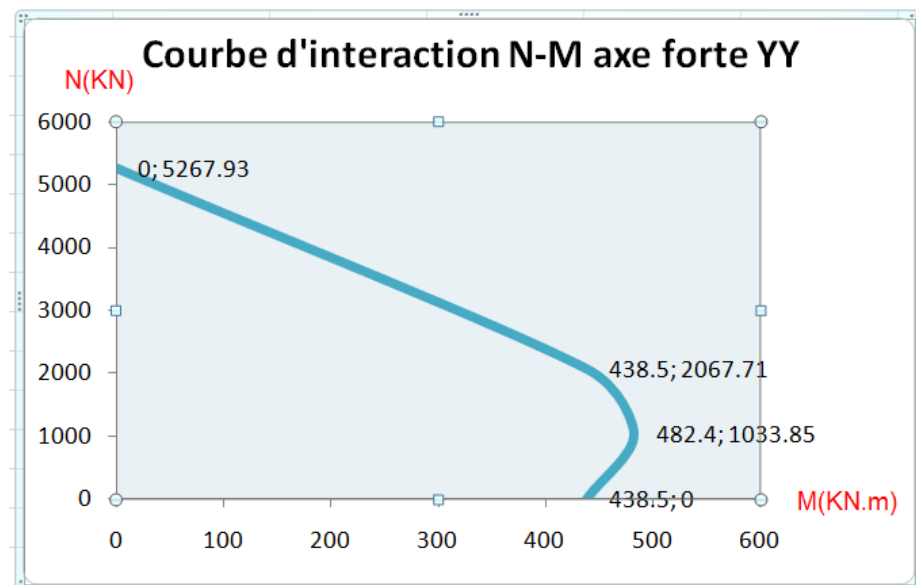


Figure IV.6- courbe d'interaction M-N de la section mixte selon l'axe fort YY

- Détermination de la courbe d'interaction adimensionnelle :

La courbe adimensionnelle de la figure 3-11 est obtenue en prenant comme références

$N_A = 5267.93 \text{ KN}$ et $M_C = M_B = 438.5 \text{ KN.m}$ On a ainsi :

$$N_A = 1.0 ; M_A = 0$$

$$N_B = 0 ; M_B = 1.0$$

$$N_C = \frac{2067.71}{5267.93} = 0.39 ; M_C = 1.0$$

$$N_D = \frac{N_C}{2} = \frac{0.39}{2} = 0.19 ; M_D = \frac{482.40}{438.50} = 1.10$$

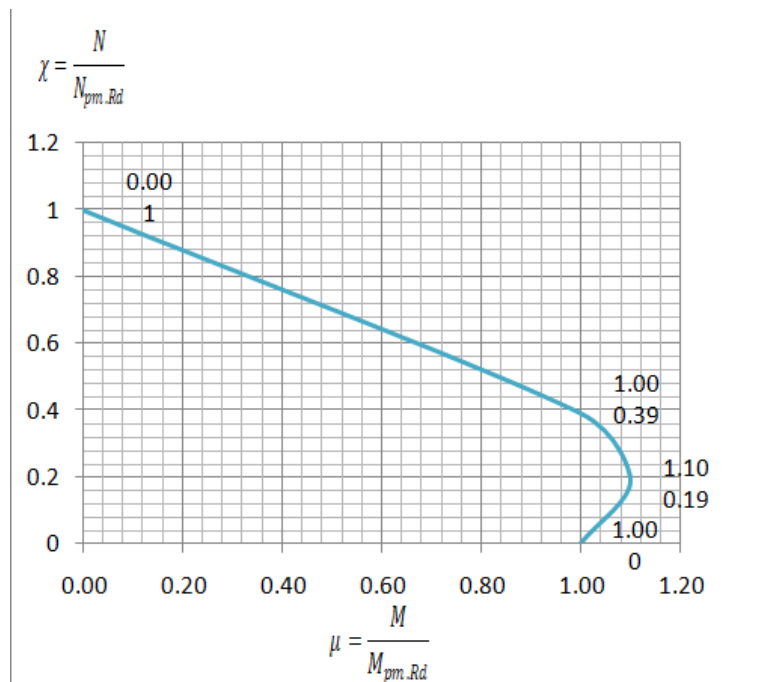


Figure IV.7- courbe d'interaction adimensionnelle selon l'axe fort YY

- Position de l'axe neutre plastique selon l'axe ZZ :

Si nous supposons que l'axe neutre de flexion plastique est dans l'âme du profilé, nous avons :

$$h_n \leq \frac{t_w}{2}$$

$$h_n = \frac{N_{pm.Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2 h_c f_{cd} + 2 h(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$h_n = \frac{2067710 - 226.20(870 - 14.16)}{2 \times 400 \times 14.16 + 2(280)(427.27 - 14.16)}$$

$$h_n = \frac{1874119}{242669.60} = 7.72$$

h_n est $\frac{t_w}{2} = 5.25$ mm, l'axe neutre se situe dans la semelle et la formule utilisée n'est pas

La formule correcte. On doit donc adapter la formule à cette situation.

$$h_n = \frac{N_{pm.Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w (2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2 h_c f_{cd} + 2 t_f (2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$h_n = \frac{2067710 - 226.20(870 - 14.16) + 10.5 (2 \times 18 - 280)(427.27 - 14.16)}{2 \times 400 \times 14.16 + 2 \times 18(427.27 - 14.16)}$$

$$h_n = \frac{1874119 - 1058387.82}{26199.96} = 31.13 \text{ mm}$$

L'axe neutre se situe bien sur les semelles.

- Modules plastique des acier, armature et béton situés dans le domaine de hauteur $2h_n$

$$\text{- Acier : } W_{pl.an} = 2 t_f h_n^2 - \frac{(h - 2 t_f)t_w^2}{4} = 2 \times 18 \times 31.13^2 - \frac{(280 - 2 \times 18) 10.5^2}{4}$$

$$W_{pl.an} = 28161.51 \text{ mm}^3$$

$$\text{- Armature : } W_{pl.sn} = 0$$

$$\text{- Béton : } W_{pl.cn} = W_{pl.tot.n} - W_{pl.an} - W_{pl.sn} \text{ avec : } W_{pl.tot.n} = h_c h_n^2$$

D'où :

$$W_{pl.cn} = 400 \times 31.13^2 - 28161.51 - 0 = 359469.25 \text{ mm}^3$$

- Calcul des coordonnées des points de la courbe d'interaction selon l'axe faible

ZZ:

Point A :

$$N_A = N_{pl.Rd} = 5267.93 \text{ KN} ; \quad M_A = 0$$

Point B :

$$N_B = 0 ; \quad M_B = M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd}$$

Avec:

$$\begin{aligned} M_{max.Rd} &= W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + \frac{1}{2} 0.85 W_{pc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + W_{ps} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \\ &= 717.6 \times 10^3 \frac{235}{1.1} + \frac{1}{2} 0.85 \times 15160.3 \times 10^3 \frac{25}{1.5} + \\ &122.10 \times 10^3 \frac{500}{1.15} \\ &= 313.77 \times 10^6 \text{ N.mm} = 313.77 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Et :

$$\begin{aligned} M_{n.Rd} &= W_{pl.an} \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + \frac{1}{2} 0.85 W_{pl.cn} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + W_{pl.sn} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \\ M_{n.Rd} &= 28161.51 \frac{235}{1.1} + \frac{1}{2} 0.85 \times 359469.25 \frac{25}{1.5} \\ M_{n.Rd} &= 8.56 \times 10^6 \text{ N.mm} = 8.56 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

D'où :

$$M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd} = 313.77 - 8.56 = 305.21 \text{ KN.m}$$

Soit pour le point B : $N_B = 0 ; \quad M_B = 305.21 \text{ KN.m}$

Point C :

$$N_C = N_{pm.Rd} = A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} ; \quad M_C = M_B = M_{pl.Rd}$$

Avec:

$$N_C = A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1459.56 \times 10^2 \times 0.85 \frac{25}{1.5} = 2067710 \text{ N} = 2067.71 \text{ KN}$$

$$M_C = 305.21 \text{ KN.m}$$

Point D :

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = \frac{1}{2} N_c = \frac{1}{2} 2067.71 = 1033.85 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_{max.Rd} = 313.77 \text{ KN.m}$$

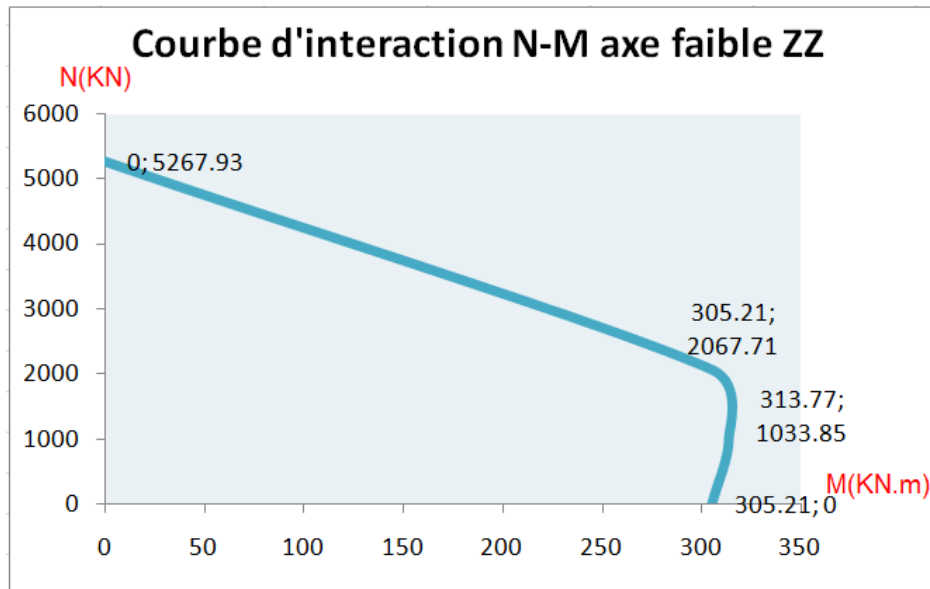


Figure IV.8- courbe d'interaction M-N de la section mixte selon l'axe faible ZZ

- Détermination de la courbe d'interaction adimensionnelle :

La courbe adimensionnelle de la figure 4-8 est obtenue en prenant comme références

$$N_A = 5267.93 \text{ KN et } M_C = M_B = 305.21 \text{ KN.m On a ainsi :}$$

$$N_A = 1.0 ; M_A = 0$$

$$N_B = 0 ; M_B = 1.0$$

$$N_C = \frac{2067.71}{5267.93} = 0.39 ; M_C = 1.0$$

$$N_D = \frac{N_C}{2} = \frac{0.39}{2} = 0.19 ; M_D = \frac{313.77}{305.21} = 1.02$$

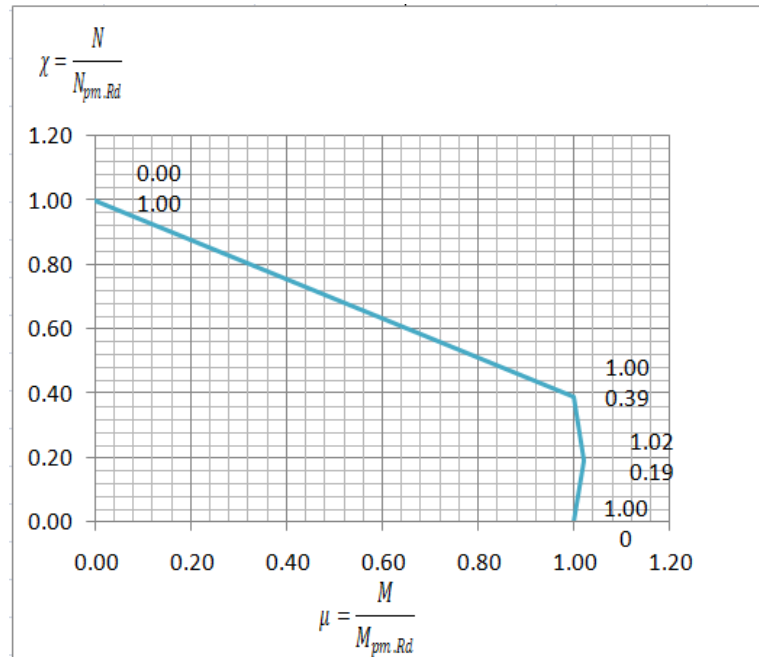


Figure IV.9- courbe d'interaction adimensionnelle selon l'axe faible ZZ

➤ **Calcul de la résistance du poteau :**

- **Vérification des effets du second ordre:**

$$\frac{N_{sd}}{N_{cr}} < 0.1 \text{ ou } \bar{\lambda} \geq 0.2 (2 - r) = 0.4 \text{ avec } r = 0$$

En tenant compte des effets de second ordre on obtient la corrections des moments, soit :

$$M_{Sd.cor} = M_{Sd} \cdot K$$

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}}} \geq 0.1$$

$$M_{Sd.y} = 110 \text{ KN.m (axe fort)}$$

$$M_{Sd.z} = 80 \text{ KN.m (axe faible)}$$

On calcule:

Tableau IV.3- Moment de flexion admissible en sollicitation combinée (N-M)

	N_{sd}/N_{cr}	k	$M_{sd.cor}$ (KN.m)
Axe fort YY	0.045	1.047	115.17
Axe faible ZZ	0.060	1.064	85.12

La résistance au flambage du poteau mixte selon l'axe Y est donnée par :

$$N_{sd} \leq \chi_y N_{pl.Rd} = 0.98 \times 5267.93 = 5162.57 \text{ KN}$$

On a donc, en l'occurrence :

$$\chi = \chi_y = 0.98$$

$$\chi_d = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{3320.84}{5267.93} = 0.63$$

$$\chi_n = \frac{\chi(1-r)}{4} \text{ avec } \chi_n \leq \chi_d$$

Pour $r=0$ on a :

$$\chi_n = \frac{\chi}{4} = \frac{0.98}{4} = 0.245$$

Dans le diagramme d'interaction adimensionnelle, l'équation de la droite AC est donnée par :

$$\mu = \frac{1 - \chi}{0.61}$$

On obtient ainsi pour $\chi = 0.98$

$$\mu_k = \frac{1 - 0.98}{0.61} = 0.034$$

Et pour : $\chi_d = 0.63$

$$\mu_d = \frac{1 - 0.63}{0.61} = 0.60$$

D'ou :

$$\mu_y = \mu_d - \mu_k \frac{\chi_d - \chi_n}{\chi - \chi_n} = 0.60 - 0.034 \frac{0.63 - 0.245}{0.98 - 0.245} = 0.58$$

On calcule :

	χ	χ_d	μ_k	μ_d	μ
Axe fort YY	0.98	0.63	0.034	0.60	0.58
Axe faible ZZ	0.93	0.63	0.11	0.60	0.53

Vérifications : Axe fort YY : $M_{y.Sd} \leq 0.9 \mu_y M_{pl.y.Rd}$

Axe faible ZZ : $M_{z.Sd} \leq 0.9 \mu_z M_{pl.z.Rd}$

Combinaison : $\frac{M_{y.Sd}}{\mu_y M_{pl.y.Rd}} + \frac{M_{z.Sd}}{\mu_z M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0$

Donc :

Axe fort YY : $115.17 \leq 0.9 \times 0.58 \times 438.5 = 228.89 \text{ KN.m}$

Axe faible ZZ : $85.12 \leq 0.9 \times 0.53 \times 305.21 = 145.58 \text{ KN.m}$

Combinaison: $\frac{115.17}{0.58 \times 438.5} + \frac{85.12}{0.53 \times 305.21} = 0.97 \leq 1.0$

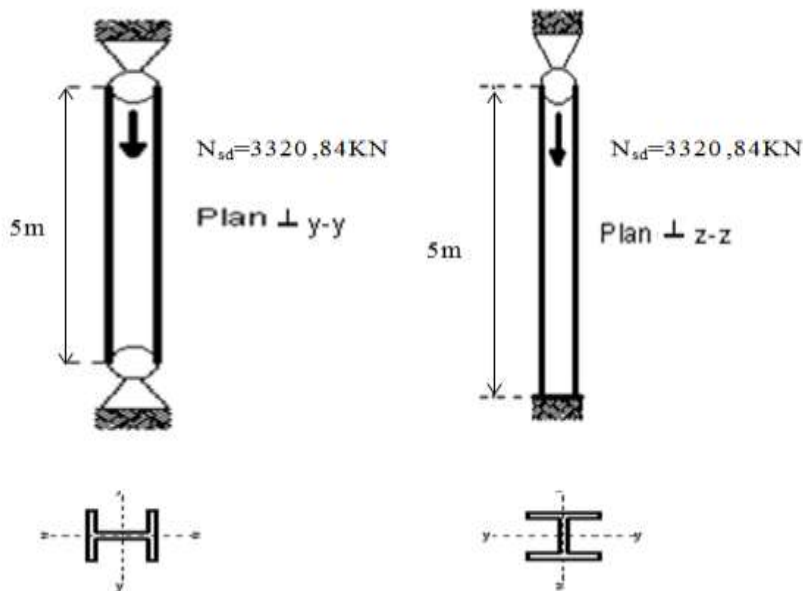
Le poteaux est vérifié

IV.4- Dimensionnement d'un poteau métallique :

Soit un poteau de profilé **HEB 280** en acier de nuance **S235** ayant une hauteur libre **L= 5 m** ce poteau est articulé en pied et en tête dans le plan perpendiculaire à l'axe y-y (plan \perp y-y) et encasturé en pied, articulé en tête dans le plan perpendiculaire à l'axe z-z (plan \perp z-z).

Ce poteau supporte une charge axiale pondérée $N_{sd} = 3320,84\text{KN}$

Vérifier la stabilité du poteau au flambement ?



- Solution :

❖ Vérification de la stabilité au flambement selon les règles

l'EUROCODE3:

➤ valeurs de caractéristiques de calcul:

- L'acier est de nuance S235 $\Rightarrow \epsilon = 1$
- L'élancement élastique limite : $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$. $\epsilon = 93,9$
- La section du HEB280 (S235) est de classe 1 en compression [Tableau de classification] :

Tableau IV.4- caractéristique de l'HEB 280

Profile	section	Dimension				
	A cm ²	h mm	b mm	t_f mm	i_y cm	i_z cm
HEB 280	131,4	280	280	18	12,11	7,08

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

➤ **Longueur de flambement l_{fy} :**

Dans ce plan le poteau est bi-articulé $\Rightarrow l_{fy} = l = 5,00m$

➤ **L'élançement géométrique de l'élément λ_y :**

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{5000}{12,11} \Rightarrow \lambda_y = 41,28$$

➤ **L'élançement réduit $\bar{\lambda}_y$:**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_{1l}} \cdot \sqrt{\beta_A} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{41,28}{93,9} \cdot \sqrt{1} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,439$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,439 > 0,2$$

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

➤ **La courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{280}{280} \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 < 1,2 :$$

$$t_f = 18 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \Rightarrow \text{Autour de l'axe y-y} \Rightarrow \text{la courbe (b)}$$

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

$$\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \Rightarrow \phi_y = 0,5 [1 + 0,34(0,439 - 0,2) + (0,439)^2]$$

$$\Rightarrow \phi_y = 0,64$$

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \Rightarrow \chi_y = \frac{1}{0,64 + \sqrt{(0,64)^2 - (0,439)^2}}$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0.904$$

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

• **Longueur de flambement l_{fz} :**

Dans ce plan le poteau est encasté - articulé $\Rightarrow l_{fz} = l/\sqrt{2} = 3,53m$

• **L'élancement géométrique du poteau au flambement λ_z :**

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{353}{7,08} \Rightarrow \lambda_z = 49.85$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{49.85}{93,9} \cdot \sqrt{1} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.53$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,53 > 0.2$$

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

➤ **La courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{280}{280} \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 < 1,2 :$$

$$t_f = 18 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \Rightarrow \text{Auteur de l'axe z-z} \Rightarrow \text{la courbe (c)}$$

La courbe (c) $\Rightarrow \alpha_z = 0.49$

$$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \Rightarrow \phi_z = 0,5 [1 + 0,49(0.53 - 0,2) + (0.53)^2]$$

$$\Rightarrow \phi_z = 0.721$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \Rightarrow \chi_z = \frac{1}{0.721 + \sqrt{(0.721)^2 - (0.53)^2}}$$

$$\Rightarrow \chi_z = 0.826$$

Entre les deux axes de flambement :

$$\chi = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z) \Rightarrow \chi = \text{Min} (0.904 ; 0.826)$$

$$\Rightarrow \chi = 0.826$$

➤ **L'effort résistant réduit :**

$$- N_{b, Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow N_{b, Rd} = 0.826 \times 1 \times 13140 \times \frac{235}{1.1}$$

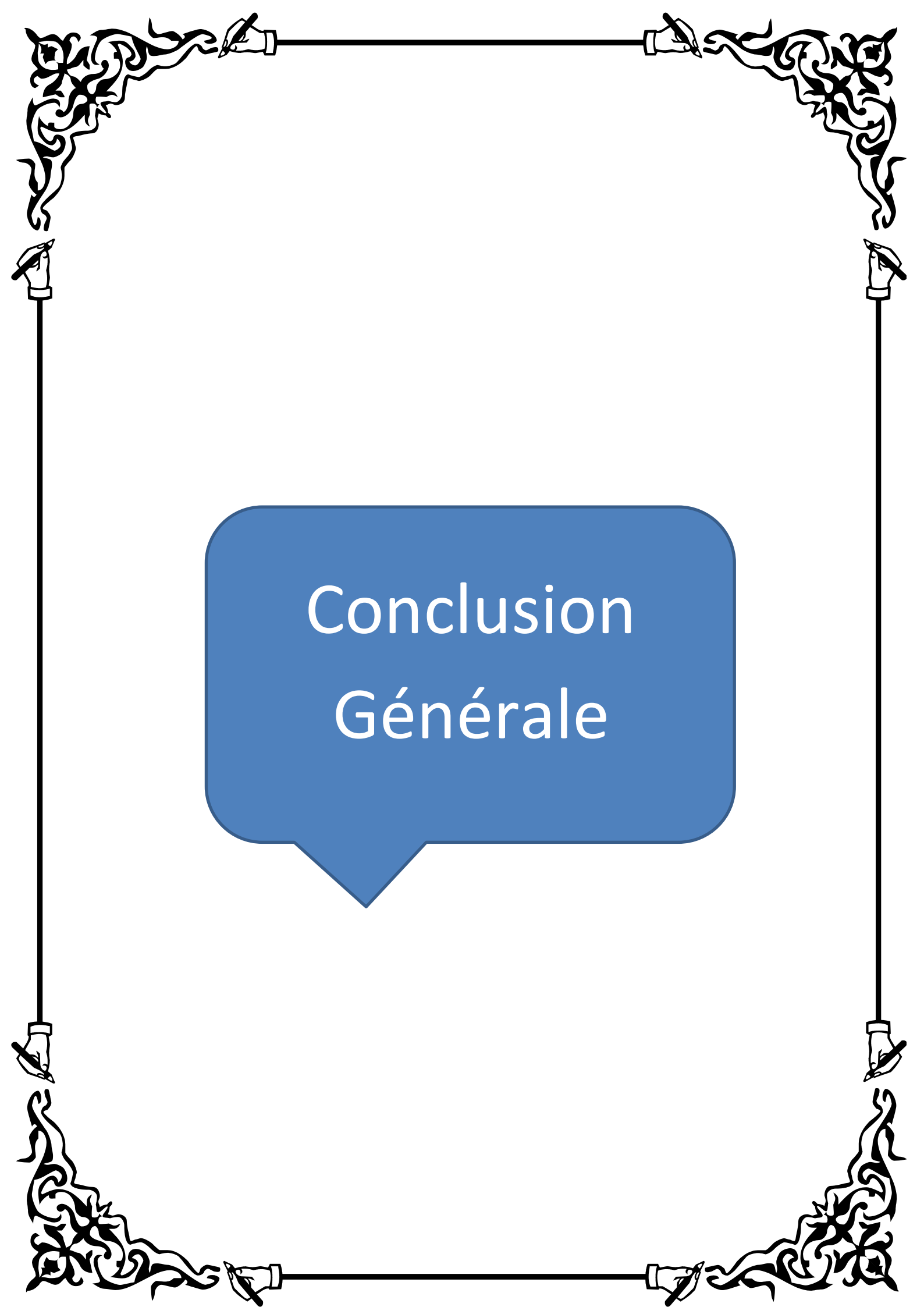
$$\Rightarrow N_{b, Rd} = 2318732.18 \text{ N}$$

$$\Rightarrow N_{b, Rd} = 2318,732 \text{ KN}$$

Finalement, on vérifie que : $N_{sd} = 3320.84 \text{ KN} \leq N_{b, Rd}$

$$= 2318.732 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Donc ce poteau non résiste au flambement sous u effort $N_{sd} = 3320.84 \text{ KN}$



Conclusion
Générale

Conclusions

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

- ❖ Les poteaux métalliques et les poteaux mixtes sont plus performant et plus résistant que les poteaux en béton armé,
- ❖ Les poteaux mixtes (acier-béton) sont de deux types :
 - Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton
 - Les poteaux en profilés creux remplis de béton.
- ❖ Les poteaux mixtes présentent de nombreux avantages en comparaison avec les poteaux métalliques:
 - Une capacité portante plus élevée,
 - Une bonne stabilité au flambement,
 - Le béton protège l'acier contre la corrosion,
 - L'acier, en confinant le béton, assure un rôle de frettage qui provoque une augmentation de la charge portante globale.
 - Satisfaire aux exigences relatives à la plus haute classe de protection contre l'incendie sans exiger de mesures complémentaires.

Perspectives

Comme perspective, nous proposons aux futurs masters, les thèmes suivants :

- ❖ Modélisation par éléments finis des poteaux métalliques et mixtes (acier-béton),
- ❖ Réalisation des essais expérimentaux sur les poteaux métalliques et mixtes (acier-béton),
- ❖ Elaboration des programmes d'informatique pour automatiser le calcul des poteaux métalliques et mixtes (acier-béton).

- [1] **BOUREGHADAD Asma et MABREK Barkahoum** . Etude comparative entre les règles CM66 et le CCM97 pour le calcul des poteaux métalliques. PFE 2018-Univ bordj bou arréridj , Mémoire de master 2018 .
- [2] **P.BOURRIER et J.BROZZETTI (1996)** : «construction métallique et mixte acier-béton» 1. Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes3 et 4
Edition : Eyrolles 1996.
- [3] **BARAKA Abdelhak** : cours en charpente métallique I selon le règlement algérien C.C.M97 et l' Eurocode 3. Office des publications universitaires, 2013.
acier-béton» 1. Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes3 et 4
Edition : Eyrolles 1996.
- [4] **JEAN-pierre MUSEAU ESDEP** (Européen Steele design éducation programme) classification des sections transversales groupe de leçon n° 7.2.
- [5] **Règles C.C.M.97-** règles de conception et de calcul de structures en acier
- [6] **Jean-Marie ARIBERT** « *Construction métallique et mixte acier-béton* » 1996
- [7] **Euro code 4** « *Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton* »
Partie 1-1. Par : GILLES CAUSSE.
- [8] **Belounis Radia**. Mémoire de magister en génie civil. Université Mentouri Constantine « *Étude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations* ». 2008
- [9] **Jean-Marie ARIBERT** « *Techniques de l'ingénieur Construction mixte (acier-béton) Calcul des poteaux mixtes* »
- [10] **Z.P.BAZANT** « *L'instabilité d'un milieu continu et la résistance en compression* ».
- [11] **Manfred A. Hirt et Michel Crisinel** « *Charpentes métalliques, conception et dimensionnement des halles et bâtiments* ». Traité de Génie Civil, Volume 11, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2001