

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

Filière: Génie Civil

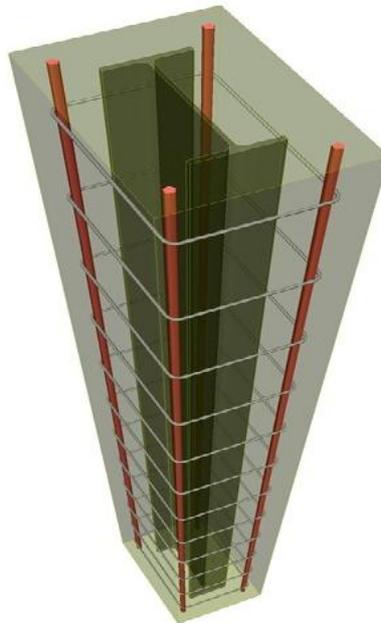
Spécialité: construction métallique

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un master en génie civil

Intitulé du mémoire :

***Etude de la performance d'un poteau mixte sous différentes sollicitations
comparaison avec le poteau métallique***



Dirigé par :

M^r BOUDJEMIA

présenté par :

M^{elle} TOUATI HADIA

2014/2015



Dédicaces

*Je tiens à dédier ce travail à mes très chers
parents pour leurs soutiens et leur
encouragement durant tout mon cycle d'étude.*

*A mon unique sœur Amina et son mari, à mes
deux frères Yassine et Tassine et les proches de
la famille.*

*En particulier à mon fiancé Yacine pour tous les
sacrifices consentis et le soutien moral qu'il m'a
témoigné tout au long de cette formation.*

*Ainsi que toute personne ayant participé d'une
manière ou d'une autre à la réalisation de ce
travail.*



Remerciements

Je remercie *DIEU* qui m'a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude :

À mon promoteur *Mr. BOUDJEMIA Ahmed* pour son suivi et ses orientations tout au long de l'élaboration de ce travail

Mes remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants de l'université de mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, plus particulièrement aux enseignants du département de génie civil.

Particulièrement à *Mme HADDAD* qui a présidé ma soutenance et à l'examineur

Mr. MISSOUM.



Table de matières :

CHAPITRE I : INTRODUCTION A LA CONSTRUCTION MIXTE DES BATIMENTS

La construction mixte c'est quoi?	03
I.1 Généralités	03
I.2 Matériaux utilisés dans un élément mixte	03
I.3 Raisons d'utiliser les structures mixtes	04
I.4 Éléments de construction	07
1. Les poutres mixtes	08
2. Les dalles mixtes	09
3. Les poteaux mixtes	10

CHAPITRE II : LES POTEAUX EN PROFIL METALLIQUE

II.1 Définition	14
II.2 Les produits sidérurgiques	15
a. Les produits laminés à chaud	15
b. Les produits formés à froid	17
II.3 Types de poteaux métalliques	18
1. Les Poteaux à section transversale uniforme	19
2. Les Poteaux à sections transversales non uniforme	20
3. Les Poteaux composés	21
II.4 Domaine d'utilisation	22
II.5 La résistance des poteaux en profilé métalliques	22
II.6 Les avantages de la construction métallique	22
II.7 Les inconvénients de la construction métalliques	23

CHAPITRE III : CALCUL DES POTEAUX EN PROFILÉ MÉTALLIQUES SELON L'EC3

III.1 Comportement mécanique des poteaux moyennement ou fortement élancés	27
a) Comportement d'un poteau idéal sous compression seule	27
b) Comportement d'un poteau réel sous compression seule	29
c) Résistance au flambement par flexion au sens de l'Eurocode 3	30
III.2 Différence de comportement en fonction de l'élancement	32
a) Poteaux courts (massifs)	32
b) Poteaux élancés.....	32
c) Poteaux d'élancement intermédiaire	33

III.3	Classes de sections transversales - Capacités de rotation plastique.....	33
1.	Quatre classes de sections	33
III.4	Vérification de la résistance des sections transversales de classe 1, 2 ou 3	
	Traction	36
A.	Traction	36
B.	Compression	36
C.	Flexion	36
D.	Sollicitations combinées	37
III.5	La longueur de flambement	38
 CHAPITRE IV : LES POTEAUX MIXTES		
IV.1	Définitions	45
IV.2	Matériaux utilisés dans un élément mixte	45
IV.3	les poteaux mixtes	45
IV.4	Les différents types de poteaux mixtes	47
a)	Les poteaux partiellement enrobés de béton.....	47
b)	Les poteaux avec section pleine ou avec profilé métallique enrobé de béton...	49
c)	Les profils creux remplis de béton	50
d)	Les poteaux composés d'un profil creux avec noyau métallique enrobé de béton.....	50
IV.5	Avantage des poteaux mixtes	51
IV.6	Exemple de connexion assurant une liaison entre les éléments structuraux des poteaux mixtes	52
 CHAPITRE V : CALCUL DES POTEAUX MIXTES SELON L'EUROCODE 4		
V.1	Méthodes de calcul	56
V.2	hypothèses de calcul	56
V.3	voilement local des parois de la section en acier	56
V.4	Résistance au cisaillement longitudinal	57
V.5	Goujons fixés sur l'âme d'un poteau mixte	58

V.6 méthode simplifiée	59
1. conditions d'utilisation de la méthode simplifiée	59
2. Résistance des sections transversales aux charges axiales	61
3. Rapport de contribution de l'acier	62
4. Rigidité élastique réelle de flexions de sections transversales	63
5. Longueur de flambement d'un poteau	64
6. Élançement réduit	64
7. Vérification de la stabilité d'un poteau mixte en compression axiale.....	65
8. Méthode simplifiée appliquée au calcul des poteaux mixtes soumis à compression et flexion combinée	67
9. analyse des moments fléchissant affectant les poteaux	73
10. Vérification de l'influence de l'effort tranchant	71
11. Résistance des sections transversales à la compression et à la flexion uni-axiale combinées	75
12. Résistance des sections transversales à la compression et à la flexion bi-axiale combinées	77

CHAPITRE VI : CALCUL D'UN POTEAU MIXTE SOUS DIFFÉRENTES SOLLICITATIONS

VI.1 Exemple de calcul	80
A. Calcul d'un poteau mixte sous différentes sollicitations.....	80
B. Calcul de la capacité portante du profilé métallique.....	94
C. Dimensionnement d'un poteau métallique.....	96
D. Calcul de la capacité portante d'un poteau en béton armé.....	99

CHAPITRE VII : COMPARAISON

CONCLUSION	107
-------------------------	------------

Chapitre 7 :

INTRODUCTION A LA CONSTRUCTION MIXTE DES BATIMENTS

INTRODUCTION :

Dans les bâtiments, les planchers sont généralement réalisés en béton armé. Cependant lorsque les portées augmentent, il est plus économique de supporter la dalle, par des poutres plutôt que d'épaissir le plancher, le grillage de poutre est soutenu à son tour par des poteaux ; les poutres et les poteaux peuvent être réalisés en utilisant des sections en acier, généralement des profilés laminés en I et en H.

Des hypothèses sur l'interaction entre l'acier structurel et la dalle de béton ont permis de considérer la construction mixte comme une simple extension de la construction métallique. L'application de cette technologie a montré son efficacité.

Dans ce travail nous allons présenter l'intérêt et les bénéfices que nous pouvons acquérir en réunissant la construction métallique et la construction ordinaire en béton armé.

C'est quoi la construction mixte ?

D'une manière générale, une structure peut être définie comme mixte si, au niveau de la plupart de ses éléments (poutres, poteaux, assemblages, dalles), elle associe **deux matériaux de natures et de propriétés différentes**, ici l'**acier** et le **béton**, avec l'objectif de tirer le meilleur parti possible de cette association, sur le plan du fonctionnement structural mais aussi sur celui du coût de construction.

I. 1 Généralités :

L'acier et le béton associés forment une combinaison de matériaux de construction la plus adoptée dans le domaine de la construction. Bien que la nature de ces deux matériaux est différente, ces deux derniers sont complémentaires vis-à-vis de leurs résistance et autres parmi les quelles on site:

- 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.
- L'acier permet de rendre la structure ductile.

I.2 Matériaux utilisés dans un élément mixte :

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton

Ces matériaux sont décrits dans différents codes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [EC2, EC3, EC4].

I.3 Raisons d'utiliser les structures mixtes :

a. Aspects architecturaux :

Les constructions mixtes permettent de varier la forme architecturale des bâtiments. En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet de réaliser des ouvrages avec :

- des portées plus importantes.
- des dalles plus minces.
- des poteaux plus élancés.



Figure 1 : exemple de l'architecture d'une structure métallique
(TAZ, une maison d'édition de journaux,
Berlin)

b. Aspects économiques :

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles) et provient aussi d'une construction plus rapide.

L'utilisation de la construction mixte peut présenter plusieurs avantages:

- L'augmentation de la résistance des éléments porteurs nous permet de réduire la hauteur des poteaux et ainsi permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et donc celui-ci peut présenter plus d'étages.
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de libérer des poteaux les pièces qui offrent alors plus de flexibilité
- la rapidité d'exécution et la réduction des prix de l'acier permet de réduire le coût de réalisation du bâtiment.
- prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé.

c. Isolation thermique :

Les structures mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu car le béton protège l'acier grâce à la masse élevée du béton et sa conductivité thermique relativement faible.

d. Flexibilité du bâtiment mixte :

Les structures mixtes offrent une flexibilité et une possibilité de modification impressionnante ; même après des années d'utilisation si le propriétaire de la structure décide de faire des changements architecturaux la construction mixte répond toujours oui que ce soit pour changer l'architecture qui veut dire ajouter des éléments comme des cages d'escaliers ou autre ou bien pour faire des extensions pour rajouter d'autres pièces

On effectue ces types de modifications dans les bâtiments commerciaux ou en copropriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements:

- dans les faux plafonds.
- dans un faux-plancher.
- des caissons situés le long des murs.

L'espace entre la retombée et la semelle inférieure d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

e. Plate-forme de travail :

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

f. Coffrage permanent :

La tôle profilée sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires.

g. Armatures :

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profil ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

h. Vitesse et simplicité de construction :

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

i. produits à la qualité contrôlée:

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

I.4 Éléments de construction :

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.

La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec la flexion.

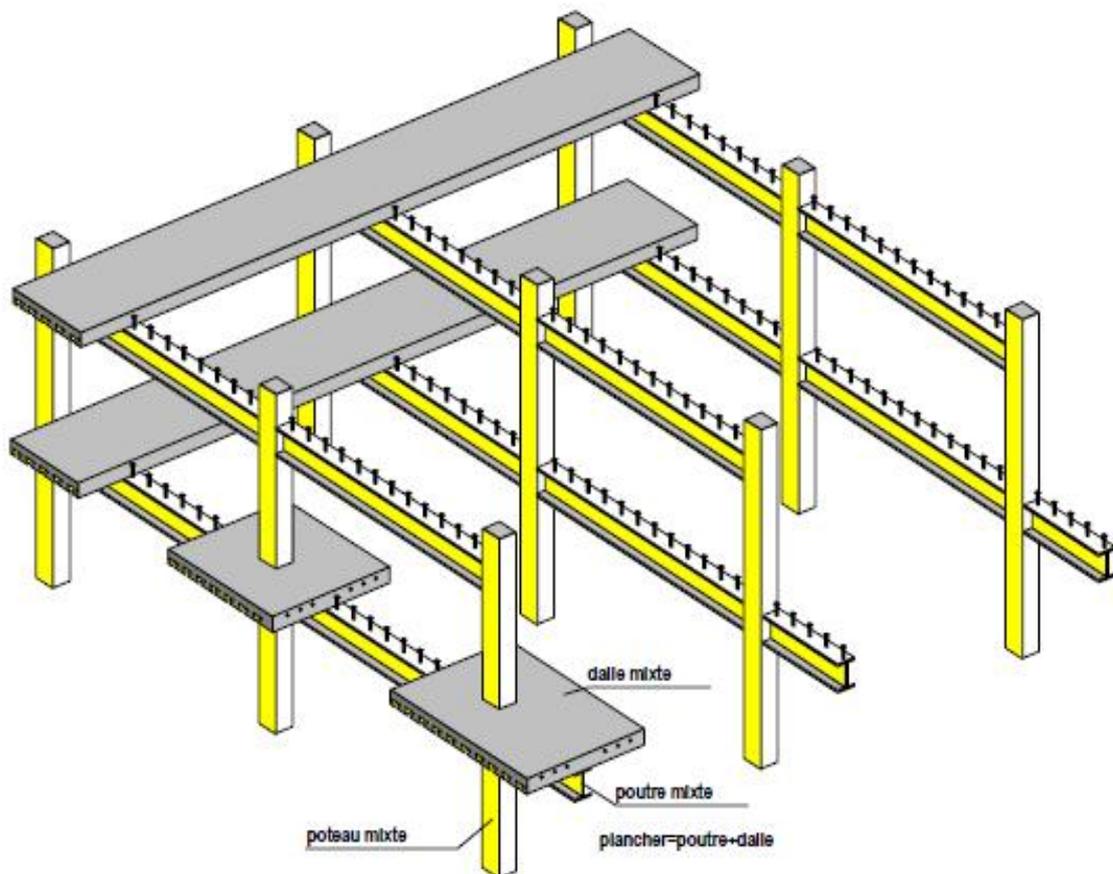


Figure 2 : éléments de construction

1. Les poutres mixtes :

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton; elles peuvent être :

- 1-Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- 2-Des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- 3-Des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles.

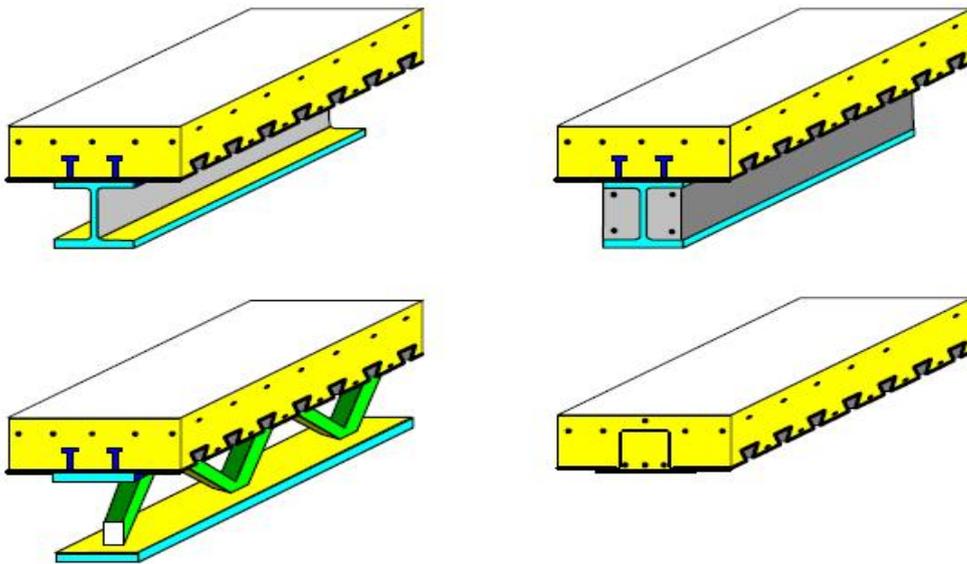


Figure 3 : innovations de poutres mixtes

2. Les dalles mixtes :

Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier. Il s'agit soit :

- D'une dalle coulée in situ sur un platelage.
- D'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (prédalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2mm.

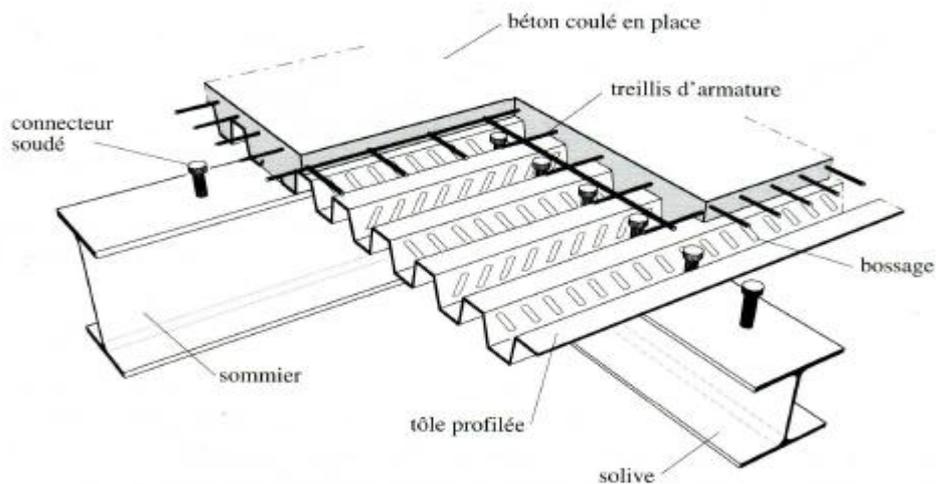


Figure 4 : Différents éléments constitutifs d'une dalle mixte

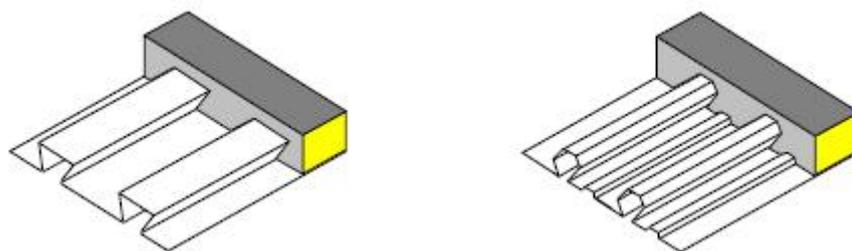


Figure 5 : Dalles mixtes avec liaison par frottement

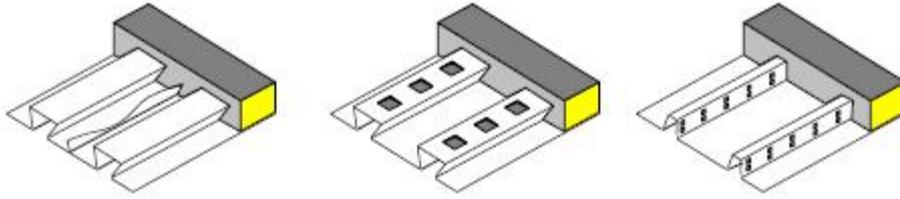


Figure 6 : dalles mixtes à tôles avec liaison mécanique

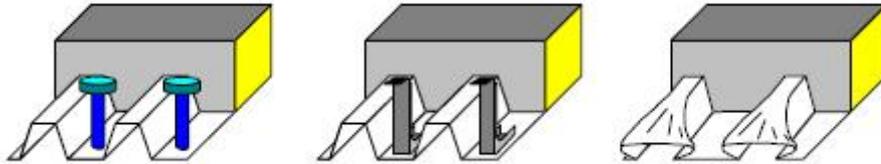


Figure 7 : dalles mixtes Ancrées à l'extrémité

3. Les poteaux mixtes :

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes :

- les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement.
- les poteaux remplis de béton.



Figure 8 : Poteau tubulaire avec clous tirés au pistolet comme connecteur de cisaillement et armatures sur chantier (Citibank Duisburg, Allemagne)



Figure 9 : poteaux et dalles sur chantier (Citibank Duisburg, Allemagne)

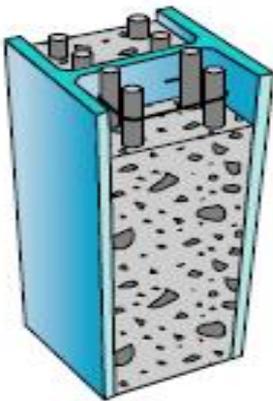


Figure10: Poteau bétonné entre les ailes

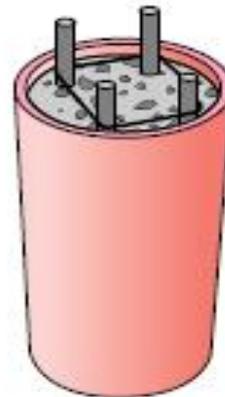


figure 11 : poteau mixte acier béton en profil creux

● Description technologique :

Les poteaux sont des éléments généralement verticaux et rectilignes destinés à résister aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures, les chemins de roulement de pont roulant...etc. ils permettent de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charge de neige, charge de service...) jusqu'à la fondation.

On dit poteau comprimé lorsqu'un élément de la structure est soumis à des charges axiales de compression. Lorsqu'une barre est soumise à une charge de compression, et à des moments de flexion significatifs, elle est appelée barre comprimée fléchie c'est le cas d'un montant d'un portique par exemple. (Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4).

Chapitre II :

LES POTEAUX EN PROFIL METALLIQUE

II.1 Définition :

Les poteaux en profilé métalliques sont des éléments verticaux préfabriqués dans des usines à partir de produits métallurgiques plus ou moins élaborés. Une fois la fabrication est achevée les poteaux sont prêts à être utilisés directement dans les chantiers.

Les poteaux constituent les éléments porteurs principaux des ossatures métalliques, qui ont pour rôle de transmettre les charges vers les fondations.

Les profilés les plus utilisés comme poteaux de charpente métallique sont les profilés laminés en **I** ou en **H** car ils conviennent bien à l'assemblage des poutres dans deux directions perpendiculaires étant donné que toutes les parties de la section sont accessibles pour le boulonnage.



Figure 1 : Exemple d'une structure conçue avec profilé métalliques

II.2 Les produits sidérurgiques :

Les produits sidérurgiques sont classés en trois catégories, les éléments laminés à chaud, les produits formés à froid et les profils creux.

a. Les produits laminés à chaud :

Habituellement, deux groupes sont distingués. Le premier est celui des produits longs qui comporte les poutrelles et les laminés marchands, le second est celui des produits plats.

1) Les produits longs :

Les profilés laminés à chaud comprennent les poutrelles en I, en H et en U, ainsi que les laminés marchands classés en profils angulaires (cornières à ailes égales ou inégales, les T et les petits fers U), en fers plats et en produits pleins (ronds, carrés et hexagones). Tous se distinguent par des dimensions transversales petites par rapport à leur longueur.

En général, la section transversale d'un poteau en I s'inscrit dans un rectangle dont la hauteur est de l'ordre de deux fois sa largeur ($h=2l$) ; alors que celle d'un profil en H présente une largeur pratiquement égale à sa hauteur ($h=l$) figure 1 et $l < 300$. Mais lorsque $l > 300$ la règle n'est plus la même alors la forme des profilés est appelée forme en **double T**.

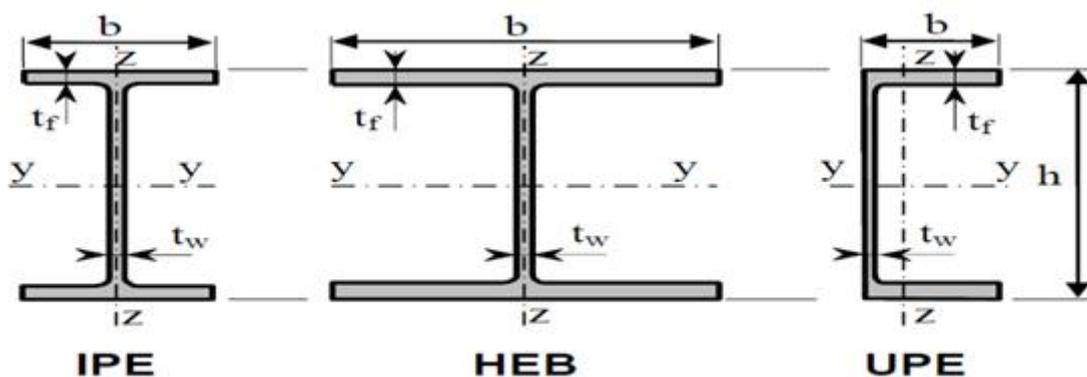


Figure 2 : Allure générale des poutrelles en I et en H

Les profilés en I, en H et en U couvrent une gamme de dimensions assez vaste, leur hauteur variant entre 80 et 1100 mm. Les principaux sont représentés à la figure 3.

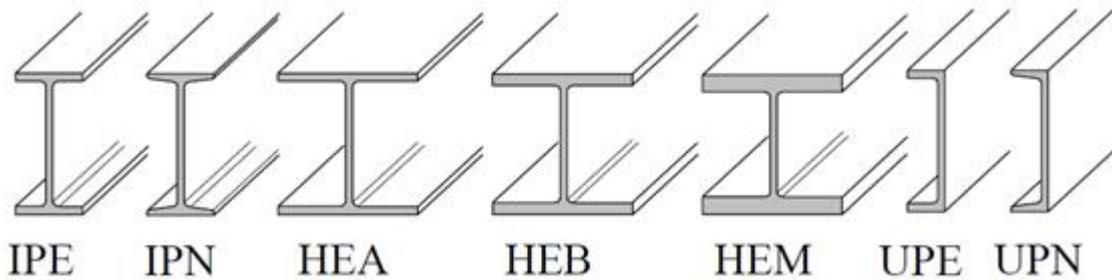


Figure 3 : allure des différents types de poutrelles laminées à chaud

En se limitant aux profilés européens, c'est-à-dire en excluant les profilés Britanniques, américains ou japonais, les produits disponibles sont les suivants : IPE, IPE-A, IPE-O, IPN, HEA, HEB, HEM, HEA-A, HL, HD, HP, UPE, UPN.

Dans ces désignations, la lettre **E** signifie **Européen**, **I**, **H** ou **U** représente la **forme** générale du profil et **N** indique un élément qualifié de **Normal** dont les ailes ne sont pas parallèles. Les autres lettres A, B, D, L, M, O ou P, correspondent à des ailes plus ou moins larges ou épaisses.

A titre d'exemple, le **tableau I** fournit les dimensions et quelques caractéristiques géométriques de profilés de hauteur comparable (300 mm). Les notations sont celles de la figure 2 auxquelles s'ajoutent :

- l'aire de la section transversale, A ;
- les modules plastiques selon l'axe yy et l'axe zz , $W_{pl,y}$ et $W_{pl,z}$;
- les rayons de giration l'axe yy et l'axe zz , i_y et i_z .

Type de profilé	h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	A (cm ²)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	i_z (cm)
IPE- Δ 300	297	150	9,2	6,1	46,5	541,8	12,42	107,3	3,34
IPE 300	300	150	10,7	7,1	53,8	628,4	12,46	125,2	3,35
IPE-O 300	304	152	12,7	8,0	62,8	743,8	12,61	152,3	3,44
IIEA-A 300	283	300	10,5	7,5	88,9	1065,3	12,46	482,3	7,3
IIEA 300	290	300	14,0	8,5	112,5	1383,3	12,74	641,2	7,49
HEB 300	300	300	19,0	11,0	149,1	1868,7	12,99	870,1	7,58
HEM 300	340	310	39,0	21,0	303,1	4077,7	13,98	1913,2	8,00

Tableau I - Comparaison de dimensions et de caractéristiques géométriques de poutrelles de hauteur équivalente.

Il est à noter que, bien que dans le langage populaire, le vocable IPN signifie de manière générale poutrelle métallique, ce type de profilé n'est pratiquement plus utilisé. En effet, les deux faces de leurs ailes ne sont pas parallèles (elles présentent une pente de 14 %) ce qui provoque des difficultés au niveau des assemblages par boulonnage. Il en est de même pour les profils UPN de pente 5 à 8 % selon les dimensions.

2) Les produits plats :

Les produits plats laminés à chaud sont classés en 3 catégories :

Les larges plats, les tôles et les bandes. Ces dernières étant livrées en bobines, des ondulations plus ou moins importantes subsistent après déroulage.

Les larges plats sont de largeurs comprises entre 150 et 1250 mm pour des épaisseurs supérieures à 4 mm. Les tôles, d'épaisseurs comprises entre 1,5 et 800 mm pour des largeurs de 600 à 5200 mm environ, sont séparées en tôles fortes (épaisseurs ≥ 3 mm) et en tôles minces (épaisseurs < 3 mm).

Pour tous ces produits, différentes longueurs sont disponibles.

b. Les produits formés à froid :

Ces produits sont issus de tôles de plus ou moins forte épaisseur (inférieure à 3 mm en général) pour lesquelles le formage est réalisé à froid. Il est ainsi possible d'obtenir par ce procédé des cornières, des profils en C, en Oméga, en Sigma ou en Zed (figure 4).

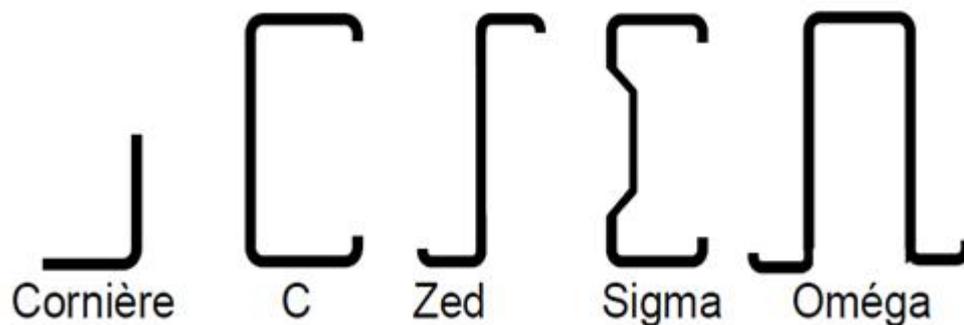


Figure 4 : Exemples de formes de profils formés à froid

II.3 Types de poteaux métalliques :

1. Les Poteaux à section transversale uniforme :

La capacité des éléments comprimés à transmettre des efforts de compression importants est liée à la valeur élevée du rayon de giration i de leur section transversale dans la direction de flambement considérée. Les tubes circulaires représentent donc une solution optimale dans la mesure où ils permettent de maximiser ce paramètre quelque soit la direction de flambement. En revanche, leurs assemblages sont coûteux et difficiles à dimensionner. Une autre solution consiste en l'utilisation de sections tubulaires carrées ou rectangulaires. (**Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4**).

Dans la pratique les profils les plus courants sont les profilés laminés à chaud en I ou en H. Pour résister à des efforts de compression simple, les sections de type HE sont préférées ; leur allure sensée carrée leur confère un rayon de giration transversal i_z élevé et l'épaisseur de leur aile prévient souvent l'instabilité par voilement local.

Il est à noter que :

- La nature des assemblages conditionne le dimensionnement de 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 plat de renfort soudé.
- 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.

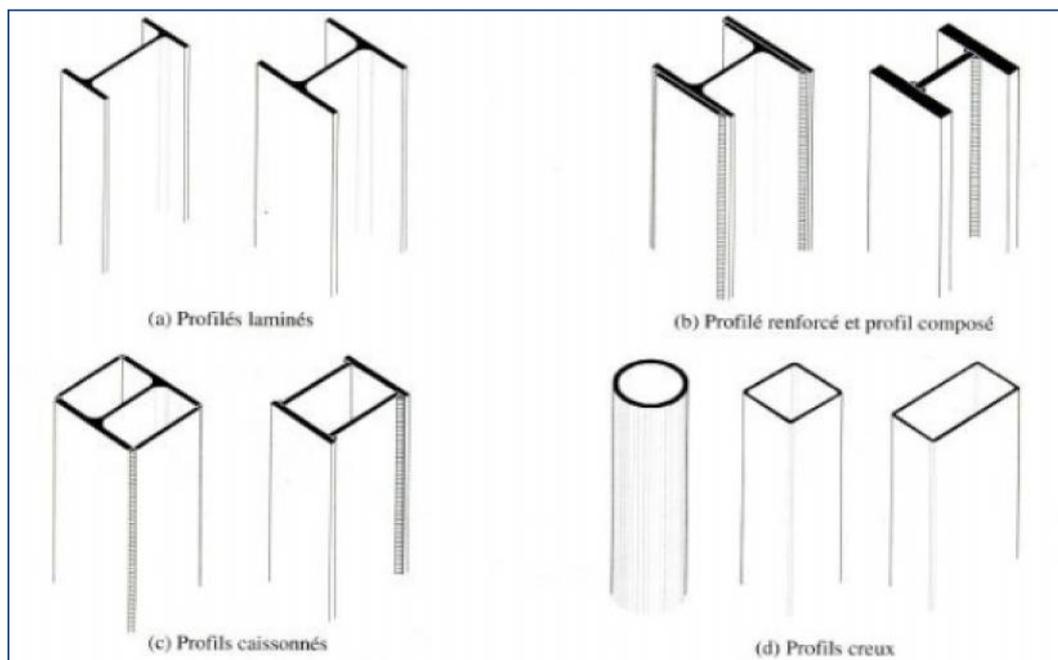


Figure 5 : Les différents types de poteaux métalliques

2. Les Poteaux à sections transversales non uniforme :

Ce sont des éléments dont la section transversale varie selon leur longueur. Dans ce genre de section on site les poteaux en fuseau (continument variables) et les poteaux baïonnette (variables par tronçons).

a) Les poteaux en fuseau :

La géométrie de la section transversale évolue de façon continue le long de l'élément. Il peut s'agir d'une section en I ou en H ou en caisson réalisé par soudage de plusieurs plats. Les âmes et les semelles peuvent être d'épaisseur différente par tronçons mais, pour des raisons pratiques de fabrication seule l'âme présente, une hauteur variable alors que les semelles restent de largeur constante.

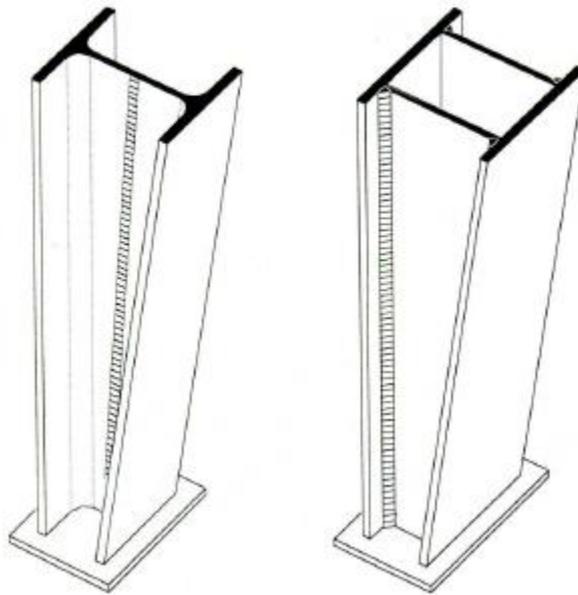


Figure 6 : Poteau en fuseau

b) Les poteaux à baïonnette :

Sont caractérisés par une section transversale dont la géométrie évolue par tronçons. Un exemple classique est celui des bâtiments industriels comportant un pont roulant. La section réduite dans la partie supérieure est suffisante pour reprendre les charges de toiture mais elle doit être augmentée au niveau du pont roulant pour supporter les charges additionnelles les sections variables par tronçon peuvent également être utilisées dans les structures de bâtiments multi-étagés pour résister aux charges croissant, étage par étage, au fur et à mesure qu'on se rapproche des fondations.

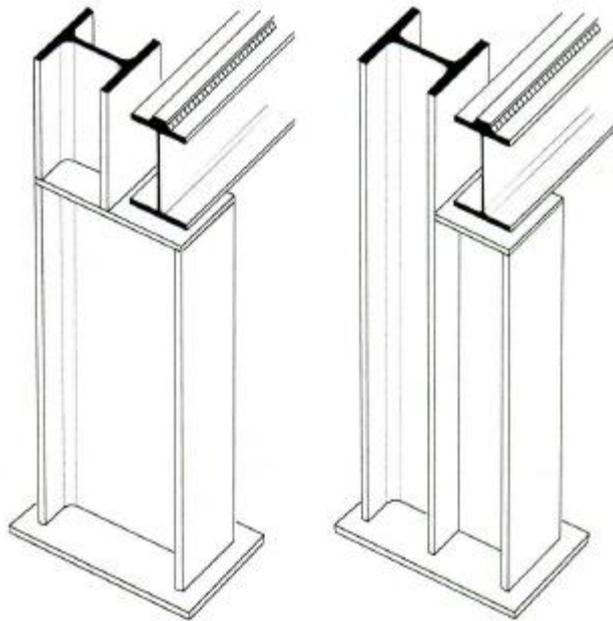


Figure 7 : poteaux à baïonnette

3. Les Poteaux composés :

Les poteaux composés peuvent être réalisés à partir d'un grand nombre d'éléments différents.

Ils sont constitués de deux ou plusieurs composants principaux (membres) connectés à intervalles réguliers par des barres intérieures (montant, diagonal, étrépillons) afin de reconstituer une nouvelle section transversale de plus grande capacité.

Des sections en U et des cornières sont souvent utilisées comme membres, mais il est également possible d'avoir recours à des profils en I ou en H.

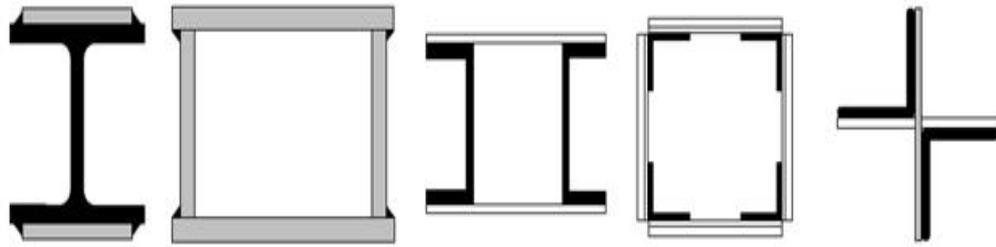


Figure 8 : sections composées.

Leur association avec des éléments plus simples (barres, cornières, plats ou profils en U plus petits) permet de réaliser des poteaux en treillis ou des poteaux étrépillonnés (encore appelés poteaux à barrettes de liaison ou à traverses de liaison).

La différence entre ces deux types de structures provient du mode de liaison des éléments secondaires sur les membrures ; Les premiers comportent des diagonales (et éventuellement des montants) articulés à leurs extrémités sur les membrures, Les seconds comprennent des étrépillons assemblés rigidement sur les éléments principaux et fonctionnant en cadre.

Les poteaux composés permettent de fournir des structures relativement légères et à rayon de giration élevé. Le désavantage provient du coût de fabrication relativement élevé en raison des nombreux assemblages à réaliser. ces éléments sont généralement destinés aux structures dans lesquelles les poteaux sont de grande hauteur et soumis à des charges de compression limitée.

II.4 Domaine d'utilisation :

On utilise les poteaux métalliques dans les hangars les usines et généralement les bâtiments industrielles et les bâtiments à usage administratif, les ponts roulants ...etc.

II.5 La résistance des poteaux en profilé métalliques :

Les poteaux d'acier creux résistent très bien à la compression ils sont largement utilisés pour les charpentes de bâtiments industriels et les poteaux en profilé résistent en flexion et sont généralement utilisés dans les hangars et les ponts roulants...

Cependant, l'acier est vulnérable en cas d'incendie, les codes du bâtiment exigeaient habituellement que ces poteaux soient protégés contre le feu cela empêchait les architectes de créer des ouvrages avec acier apparent.

Or, les recherches menées sur une période de dix ans par l'Institut de recherche en construction (IRC) du CNRC, au moyen d'un grand four d'essais, ont montré qu'en remplissant de béton les poteaux d'acier, on augmente leur capacité portante et leur résistance au feu. Il n'est plus nécessaire, dans ce cas, de protéger la surface de l'acier contre l'incendie, ce qui permet aux architectes et aux ingénieurs de mettre l'acier en évidence dans leurs créations sans compromettre la sécurité incendie.

Par ailleurs, l'utilisation de cette technique augmente la surface utile du bâtiment et réduit le coût de la protection incendie.

II.6 Les Avantages de la construction métallique :

- Economique.
- Architecture malléable.
- Utilisation flexible du bâtiment selon le besoin.
- Produits à la qualité contrôlée.
- Vitesse et simplicité de construction.
- Coffrage permanent.
- Plate-forme de travail.
- Financièrement abordable.

II.7 Les inconvénients de la construction métalliques :

Bien que la construction métallique as des avantages qu'on a cité si dessus elle présente malheureusement des inconvénients et des problèmes que l'on expose si dessous :

◆ Problèmes causés par l'élanement important des structures en acier :

Les structures métalliques étant, en général, constituées de pièces relativement minces ou élancées, elles sont particulièrement sensibles aux phénomènes d'instabilités. Ces derniers se présentent sous trois formes principales :

- La première concerne la forme des sections transversales des composants. Il s'agit d'un voilement local dû à un élanement important des parois constitutives. Elle se traduit par une ondulation potentielle des zones comprimées des pièces (figure 9) qui limite la capacité de résistance de ces sections.



Figure 9 : voilement local

- La seconde est celle de l'instabilité des éléments eux-mêmes. Il s'agit du flambement des éléments comprimés, du déversement (ou du flambement latéral) des semelles comprimées des poutres fléchies et du voilement des âmes.

- La troisième est celle de l'instabilité globale. Selon la souplesse des structures, elle se traduit par une amplification plus ou moins importante des déplacements des nœuds en fonction du chargement appliqué (effet $P-\Delta$).

♦ **Les contraintes résiduelles :**

Le mode de fabrication des éléments constitutifs des structures métalliques provoque des contraintes résiduelles. Leurs causes sont très variées. Elles peuvent être d'origine mécanique (laminage, pliage, etc.) ou d'origine thermique (formage à chaud de certains profilés, soudage des profilés reconstitués, oxycoupage des tôles (découpage thermique des métaux avec un chalumeau) etc.).

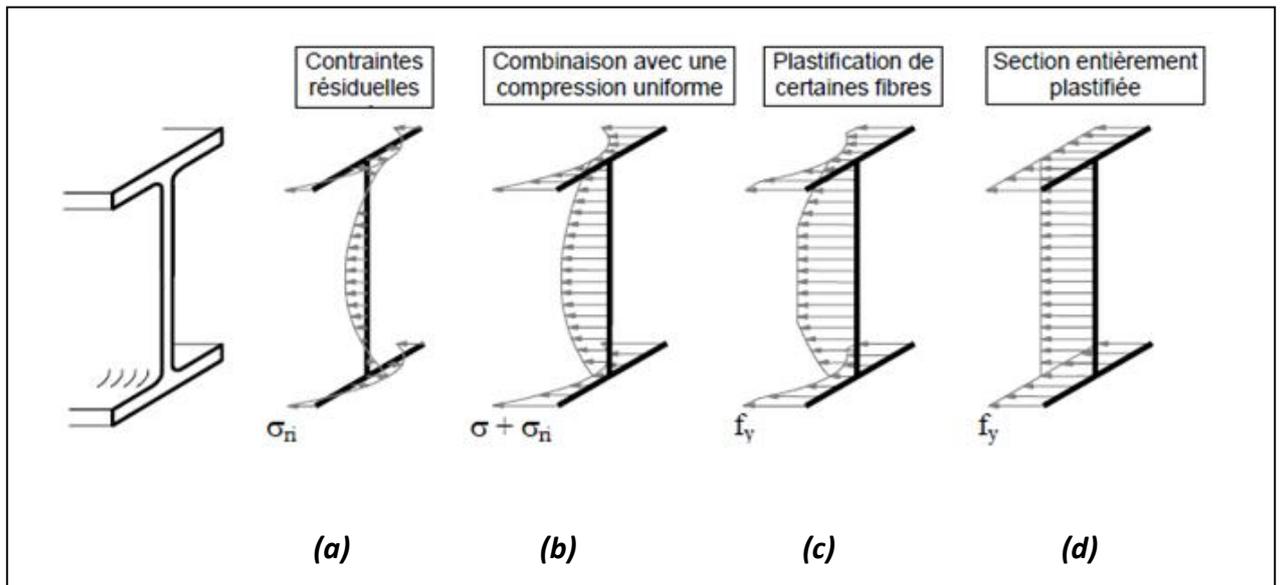


Figure 10 : Influence des contraintes résiduelles sur l'équilibre d'une section comprimée

L'état de contrainte initial est celui de la figure (a). Chaque fibre i supporte une contrainte résiduelle σ_{ri}

Lorsqu'une contrainte de compression uniforme σ est ajoutée, l'état d'équilibre correspondant à celui de la figure (b) ; pour chaque fibre i , la contrainte est égale à

$$\sigma_i = \sigma_{ri} + \sigma$$

Une augmentation progressive de contrainte de compression se traduit par un passage par l'étape de la figure (c) pour la quelle certaines fibres sont plastifiées ($\sigma_i = f_y$), puis par l'atteinte de la plastification complète de la section représentée à la figure (d). Dans ce cas, chaque fibre de la section transversale a atteint la limite d'élasticité f_y du matériau. Dès lors, la section n'a en principe plus aucune raideur axiale et la pièce peut se raccourcir sous charge constante.

La capacité ultime maximale théorique de la section est bien égale à :

$$N_{pl} = A f_y$$

Et, comme on peut le constater, elle n'est donc pas affectée par la distribution des contraintes résiduelles.

Toutefois, ces dernières jouent un rôle important sur l'évolution de la plastification de la section en imposant des déformations plus grandes pour atteindre un état élastoplastique donnée sur la figure ci-dessous. De plus, elles modifient significativement la limite de proportionnalité en compression qui se trouve ainsi diminuée par rapport aux résultats des mesures relevées lors d'un essai de traction sur éprouvette normalisée (les dimensions réduites de cette dernière permettent pratiquement de se libérer de l'influence des contraintes résiduelles). (**Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4**).

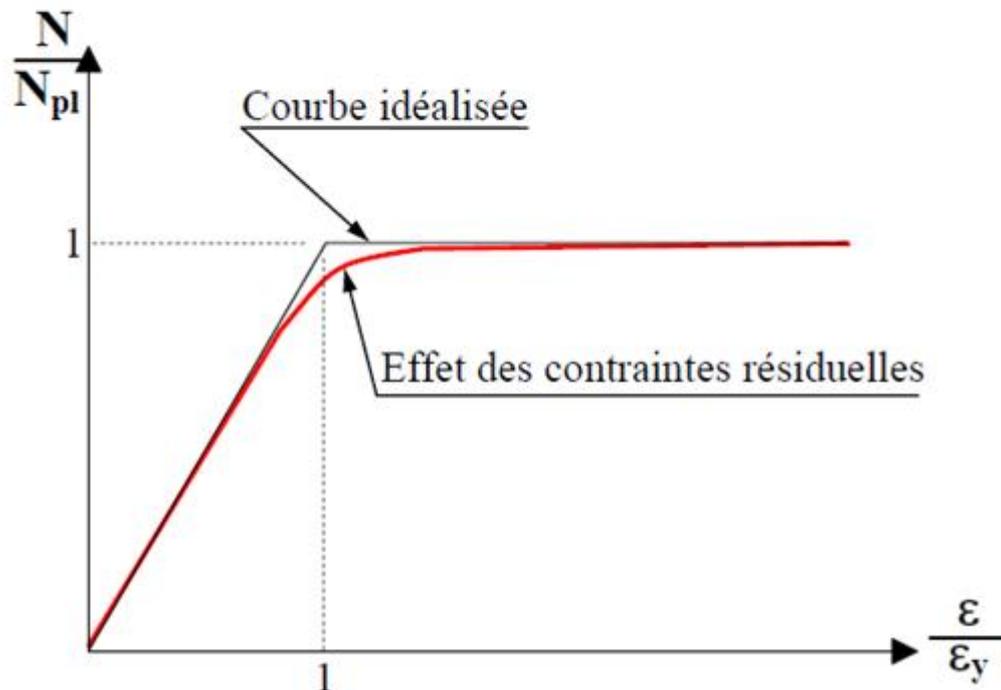


Figure 11 : Influence de la contrainte résiduelle sur l'évolution du comportement jusqu'à la ruine

Les contraintes résiduelles ne jouent pratiquement aucun rôle sur la valeur de la résistance ultime d'une section transversale (figure 10). Par contre, elles ont une influence importante sur leur loi de comportement et sur les déformées initiales que présentent les pièces (figure 11).

En plus du voilement et des contraintes résiduelles il ne faut pas oublier de citer la vulnérabilité de la construction par rapport aux incendies et à la corrosion

Chapitre III :

Calcul des poteaux en profilé métalliques selon l'EC3

III.1 Comportement mécanique des poteaux moyennement ou fortement élancés :

a) Comportement d'un poteau idéal sous compression seule :

Pour une pièce idéale à axe rectiligne et section uniforme, parfaitement homogène, soumise à une action de compression parfaitement centrée, le flambage par flexion se développe dans un plan donnée lorsque la force de compression atteint la force critique d'Euler, N_{cr} qui s'écrit :

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

Où :

l : est la longueur critique de flambement dans le plan considéré.

I : l'inertie de la section autour de l'axe de flambement par flexion considéré.

En divisant cette expression par l'effort axial de plastification de la section transversale $N_{pl} = A \cdot f_y$, on obtient :

$$\frac{N_{cr}}{N_{pl}} = \frac{\pi^2 EI}{l^2 \cdot A \cdot f_y} \dots (01)$$

Enfin, en introduisant le rayon de giration de la section, $i^2 = I / A$, et l'élancement de l'élément, $\lambda = l / i$, cette expression devient :

$$\frac{N_{cr}}{N_{pl}} = \frac{\pi^2 E i^2}{l^2 f_y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 f_y} \dots (02)$$

On peut remarquer que le terme $\frac{\pi^2 E}{\lambda^2 f_y}$ ne dépend pas de la valeur de la nuance d'acier donnée f_y car c'est une constante, donc le terme qui détermine la valeur d'étude du flambement c'est bien l'élancement de la barre.

Alors si on pose :

$\lambda_1 = f \sqrt{\frac{E}{f_y}}$: constante dépendant du matériau,

et λ élancement réduit sera : $\lambda = \lambda / \lambda_1 \dots (03)$

L'équation (2) devient :

$$\frac{N_{cr}}{N_{pl}} = \left(\frac{1}{\lambda} \right)^2 \dots (04)$$

L'élancement de référence λ_1 est donc celui d'une pièce idéale dont la charge critique de flambement par flexion serait égale à l'effort normal de plastification ($N_{cr} = N_{pl}$, soit : $\pi^2 EI / \lambda_1^2 = f_y$).

En représentant la relation (04) sur un diagramme non dimensionnel ($\bar{\lambda}$, $\chi = N/N_{pl}$) nous obtenons la figure présentée ci après :

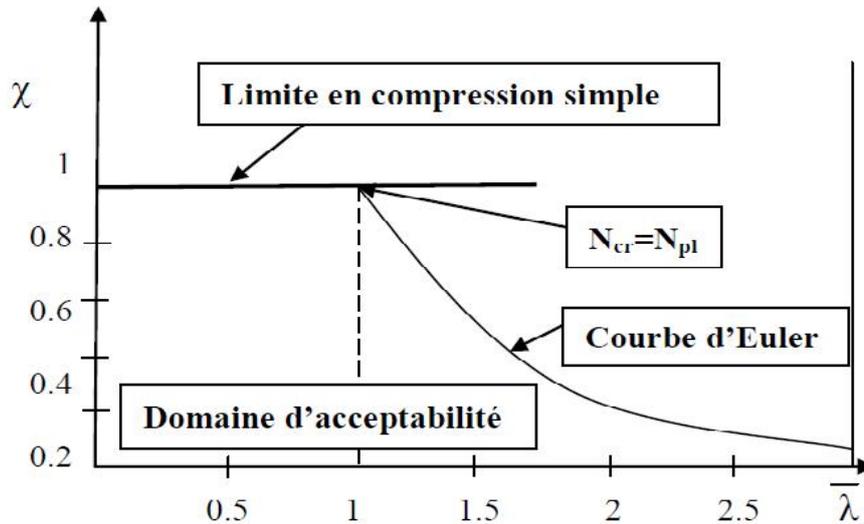


Figure 1: Domaine d'acceptabilité d'un poteau idéal

Si l'on ajoute la droite définissant la limite de résistance en compression simple ($N=N_{pl}$, soit $\chi = 1$), il apparaît une zone d'acceptabilité dans laquelle la stabilité au flambement est assurée et/ou le poteau n'a pas atteint son état ultime de compression.

Comme nous l'avons remarqué dans le paragraphe précédent, le point commun aux deux courbes, pour lequel nous avons $N_{cr} = N_{pl}$, est le point remarquable. Il correspond à la valeur $\bar{\lambda} = 1$ (soit $\lambda = \lambda_1$), c'est-à-dire le plus grand élancement pour lequel la section transversale du poteau idéal est utilisée au maximum de sa capacité de résistance. (**Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4**)

b) Comportement d'un poteau réel sous compression seule :

La différence entre le comportement d'un poteau idéal et celui d'un poteau réel est due à la présence de divers phénomènes ou imperfections : défaut de rectitude, contraintes résiduelles, excentricités des charges appliquées et écroûissage. Ceux-ci affectent tous plus ou moins le flambement et, par conséquent, ils influent sur la capacité portante du poteau. Les études expérimentales effectuées sur des poteaux réels fournissent des résultats du type de ceux reportés sur la figure présentée ci après :

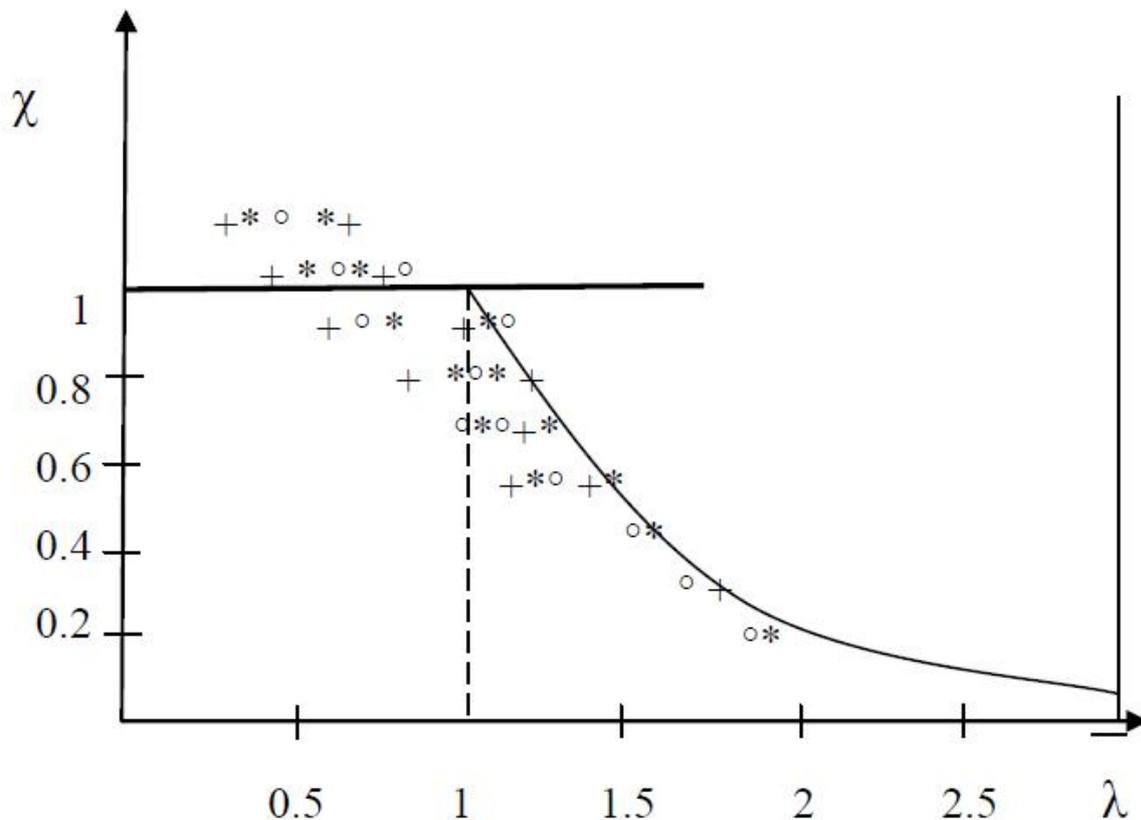


Figure 2: Position des points expérimentaux représentatifs d'essais sur poteaux réels

Après avoir examiné la courbe illustrée dans la figure 2 on remarque ce qui suit :

- La première concerne les points situés au dessus de la droite $\chi = 1$. Il représente l'influence de l'écroûissage sur des éléments peu sensible au flambement dont la résistance est supérieure à l'effort axial théorique de plastification de la section N_{pi} . L'effet favorable de l'écroûissage compense donc largement l'effet défavorable des imperfections structurales (contraintes résiduelles) et géométriques (défauts de rectitude).
- La seconde concerne le domaine des grands élancements. Dans cette zone, la barre flambe pour ainsi dire élastiquement et les points expérimentaux sont situés très près de la courbe d'Euler.

- La troisième concerne le domaine des élancements intermédiaires ($0.3 < \lambda < 1.2$). Pour ces valeurs, l'interaction entre l'instabilité et la plasticité est la plus forte. C'est donc dans cette zone, qui couvre la plupart des poteaux utilisés en pratique, que l'effet des imperfections structurales et géométriques est plus grand. L'écart maximal est situé aux environs de $\lambda = 1$. (**Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4**)

c) **Résistance au flambement par flexion au sens de l'Eurocode 3 :**

Au sens de l'Eurocode 3, la résistance d'un élément susceptible de flamber par flexion s'écrit:

$$N_{brd} = \chi \eta S_A f_y / \gamma_{M1} \dots\dots\dots (05)$$

Avec :

$\eta = 1$ pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3

$\eta = A_{eff} / A$ pour les sections transversales de classe 4.

Le coefficient χ utilisé précédemment ($\chi = N / N_{pl}$), est destiné à réduire la capacité portante de l'élément afin de prendre en compte le phénomène de flambement. Il s'écrit :

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec : } \varphi = 0.5 [1 + \alpha \lambda + \lambda^2] \dots\dots\dots (06)$$

Les courbes représentatives de l'évolution de χ en fonction de λ sont appelées « **Courbes de flambement** ».

Les différents types de sections rencontrés dans la pratique présentent des imperfections de nature et d'intensité différentes. Les effets de ces imperfections sur la capacité portante dépendent de la forme de la section transversale (**I** ou **H**, section tubulaires, caissons), des rapports de dimensions (massivité), de l'épaisseur des parois et de mode de fabrication des éléments (laminés à chaud ou à froid, soudés). Ils varient également en fonction de l'axe autour duquel se développe le flambement. Tous ces paramètres conduisent à des distributions de contraintes résiduelles de forme et d'intensité différentes et a des défauts de rectitude plus ou moins importants. Ils sont pris en compte à l'aide du facteur d'imperfection η qui croit avec l'intensité des défauts.

Les sections ont été classées en quatre groupes, ce qui justifie l'adoption de quatre valeurs de α (tab 1) qui conduisent à quatre courbes de flambement (a_0 , a, b, c, d), représentées sur le tableau suivante :

Courbe de flambement	α	a	b	c	d
α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau 1 : valeurs du facteur d'imperfection α pour les 5 courbes de flambement.

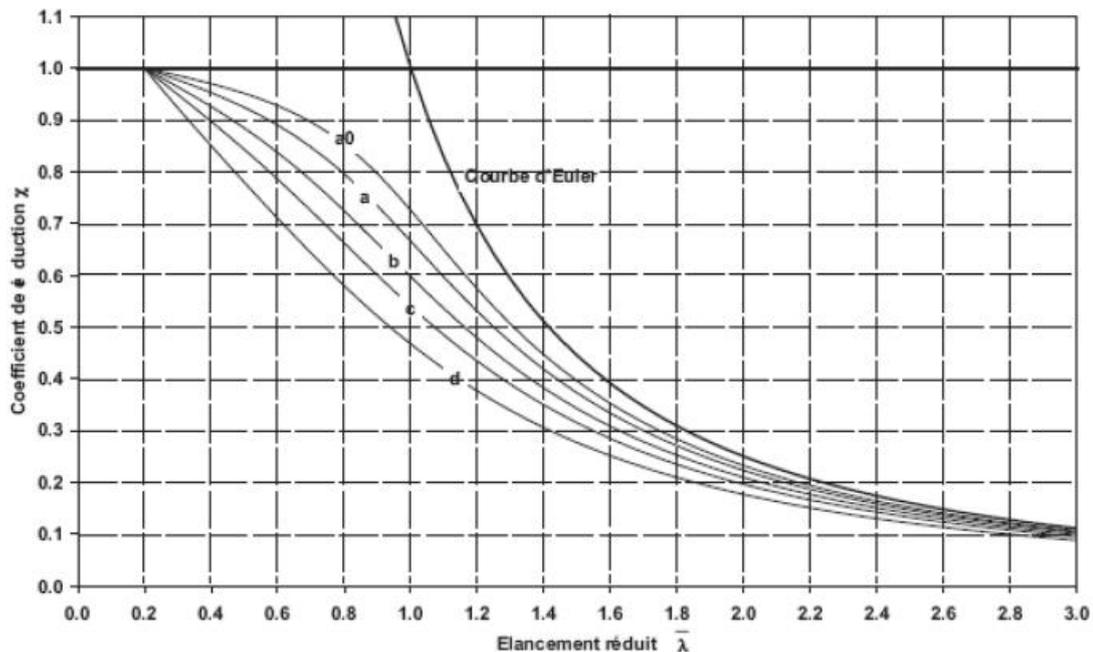


Figure3 : courbe de flambement.

- La courbe **a** correspond aux profils comportant très peu d'imperfections. Il s'agit des sections laminées en **I** ($h / b > 1.2$) à ailes peu épaisses ($t_f \leq 40\text{mm}$) lorsque le flambement se développe autour de l'axe fort y-y. elle s'applique également aux profils laminés à chaud de forme tubulaire.

- La courbe **b** concerne les profils possédant un degré moyen d'imperfections. Elle représente le comportement de la plupart des caissons soudés mais aussi celui des profils laminés en **I** qui flambent par flexion autour de l'axe faible z-z si $h / b > 1.2$ et $t_f \leq 40\text{mm}$.

Elle s'applique également aux profils soudés en **I** à ailes peu épaisses $t_f \leq 40\text{mm}$ et aux profils laminés en **I** à épaisseur d'aile moyenne ($40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$) lorsqu'ils flambent par flexion autour de l'axe fort. Enfin, elle concerne les profils tubulaires formés à froid lorsque la limite d'élasticité considérée est celle de la tôle mère.

- La courbe **c** est relative aux profilés possédant d'importantes imperfections. Elle concerne les profilés en **U**, les cornières et les tés ainsi que les sections soudées en caisson à soudures épaisses. Les sections tubulaires formées à froid dimensionnées sur la base de la limite d'élasticité moyenne de l'élément après formage, les sections laminées :

En **H** ($h/b \geq 1.2$ et $t_f \geq 100\text{mm}$) ou en **I** ($h/b > 1.2$ et $40\text{mm} \leq t_f < 100\text{mm}$) risquant de flamber autour de l'axe faible ainsi que certaines sections soudées en **I** ($t_f \geq 40\text{mm}$, flambement autour de l'axe faible et $t_f > 40\text{mm}$, flambe autour de l'axe fort) font également partie de cette catégorie.

- Enfin, la courbe **d** s'applique aux profilés dont les imperfections sont extrêmement importantes. Elle doit être utilisée pour tous les profilés laminés en **I** à ailes très épaisses ($h/b \geq 1.2$ et $t_f > 100\text{mm}$). Elle s'applique également aux profilés soudés en **I** à ailes épaisses ($t_f > 40\text{mm}$) si le flambement se produit autour de l'axe faible.

Il faut signaler que ces courbes sont fondées sur les hypothèses suivantes :

- Les barres ont une section constante et sont articulées à leurs extrémités
- L'effort axial est constant et appliqué aux extrémités de l'élément ;
- Le voilement local est empêché.

III.2 Différence de comportement en fonction de l'élancement :

A la lecture des courbes de flambement, les poteaux peuvent être respectivement qualifiés de massifs (courtes), de moyennement ou de fortement élancés.

a) Poteaux courts (massifs) :

Il s'agit des poteaux possédant un élancement réduit tel que $\lambda \leq 0.2$. Pour ces éléments, le risque de flambement n'est pas à craindre. Ils sont associés à une valeur du coefficient de réduction $\eta = 1$ et seule la résistance de la section transversale doit être vérifiée. Cette gamme d'élancement correspond au plateau des cinq courbes (a_0, a, b, c et d). (**Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4**)

b) Poteaux élancés :

Un poteau est considéré comme élancé si son élancement est supérieur à celui correspondant sensiblement au point d'inflexion de la courbe de flambement. L'effort axial ultime de ruine de ces éléments est proche de l'effort axial critique eulérien N_{cr} . Celui-ci est indépendant de la limite d'élasticité et ces poteaux sont fréquemment dimensionnés sur la base de l'élancement $\lambda = A \sqrt{I}$, caractéristique géométrique indépendante de la résistance de la section transversale.

Étant très sensibles au flambement, les barres très élancées possèdent une faible capacité de résistance à la compression. C'est pourquoi, dans les systèmes de contreventement en croix qui comportent une diagonale comprimée associée à une diagonale tendue, on considère en générale que seule cette dernière résiste, la participation de l'élément comprimée est négligée. (**Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4**)

c) Poteaux d'élancement intermédiaire :

Les poteaux d'élancement intermédiaire (moyen) sont ceux qui s'écartent le plus de la théorie d'Euler car ils présentent un comportement élastoplastique. Lorsque le flambement survient, la limite d'élasticité est déjà atteinte dans certaines fibres et la charge ultime ne dépend plus exclusivement de l'élancement. Plus il y a d'imperfections, plus la différence entre les comportements réel et théorie est importante. C'est donc pour ce type d'élément que les défauts de rectitude et les contraintes résiduelles présentent l'effet le plus significatif.

Il est à noter que la réduction la plus importante par rapport à la courbe d'Euler apparaît aux alentours de l'élancement $\eta = 1$. C'est en effet la zone où l'interaction entre la résistance plastique et l'influence du flambement est la plus forte. (**Construction métallique et mixte acier-béton, EC3 et EC4**)

III.3 Classes de sections transversales - Capacités de rotation plastique :

Sous l'action de sollicitations de compression, les sections transversales sont susceptibles de présenter un voilement local entraînant une limitation de leurs capacités de résistance.

Une classification des sections est fournie dans l'Eurocode 3 en fonction de l'élancement des parois comprimées des sections transversales. Elle permet de déterminer si la section peut être vérifiée selon sa résistance plastique, sa résistance élastique, ou même pour une valeur inférieure à cette dernière ; la classification de ces sections est définie ci dessous.

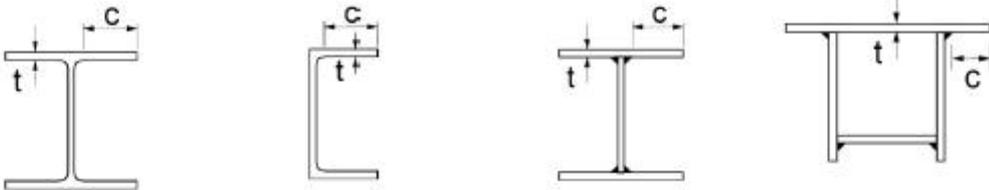
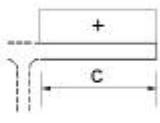
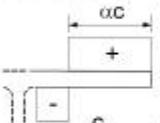
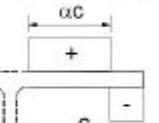
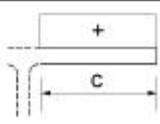
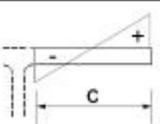
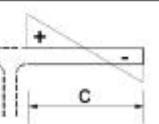
1. Quatre classes de sections :

- **Classe 1** : Sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique sans risque de voilement local et possédant une capacité de rotation de rotule plastique suffisante.
- **Classe 2** : Sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique sans risque de voilement local et possédant une capacité de rotation de rotule plastique limitée. Dans ce cas, il faut donc contrôler la rotation si l'analyse plastique est utilisée.
- **Classe 3** : Sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique (la fibre extrême comprimée de l'élément peut atteindre la limite d'élasticité) mais non leur résistance plastique à cause des risques de voilement local. Leur résistance ultime est donc fondée sur la résistance élastique.
- **Classe 4** : Sections transversales à paroi élancées ne pouvant atteindre leur résistance élastique à cause des risques de voilement local. Leur résistance ultime est alors calculée en limitant la section résistance à une section efficace prenant en compte explicitement les effets d'instabilité locale.

Table 5.2 (Feuille 1 sur 3): Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées

Parois comprimées internes						
						Axe de flexion
						Axe de flexion
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée		Paroi fléchie et comprimée		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		lorsque $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tableau 5.2 (Feuille 2 sur 3): Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées

Semelles en console						
						
		Sections laminées		Sections soudées		
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
		Pour k_σ , voir l'EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

III.4 Vérification de la résistance des sections transversales de classe 1, 2 ou 3 :

A. Traction :

La valeur de calcul de l'effort de traction N_{Ed} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

$N_{pl,Rd}$: est la valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale
 A : est l'aire de la section transversale, f_y est la limite élastique du matériau et
 γ_{M0} : est le coefficient partiel de sécurité portant sur la résistance mécanique du matériau caractérisée par sa limite élastique. Ce coefficient peut actuellement être pris égal à **1 (antérieurement 1.15)**.

B. Compression :

La valeur de calcul de l'effort de compression N_{Ed} dans chaque section transversale de classe 1, 2 ou 3 doit satisfaire la condition suivante:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

C. Flexion :

La valeur de calcul du moment M_{Ed} dans chaque section transversale doit satisfaire les conditions suivantes:

- pour les sections transversales de classe 1 ou 2 :

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

- pour les sections transversales de classe 3 :

$$M_{Ed} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où W_{pl} et W_{el} sont les modules de flexion plastique et élastique de la section.

D. Sollicitations combinées :

Les éléments d'un portique sont généralement sollicités par une combinaison de l'effort normal et de moment de flexion.

Ainsi, pour les sections de classe 1, 2 ou 3 soumises à une combinaison de N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ et $M_{z,Ed}$, (y et z sont les axes principaux de la section) on peut utiliser le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0$$

où N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ et $M_{z,Rd}$: sont les valeurs de la résistance dépendant de la classe de section transversale.

◆ Effet de cisaillement :

La valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant dans chaque section transversale doit satisfaire la condition :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

A_v : est l'aire de cisaillement.

Pour une Section laminée en **I** et **H** et pour une charge de direction parallèle à l'âme, l'aire de cisaillement est :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

Où :

b: est la largeur de la section ;

r : est le rayon de congé ;

t_f : est l'épaisseur de semelles ;

t_w : est l'épaisseur d'âme.

Lorsque l'effort tranchant est inférieur à la moitié de la résistance plastique au cisaillement, son effet sur le moment résistant peut être négligé.

III.5 La longueur de flambement :

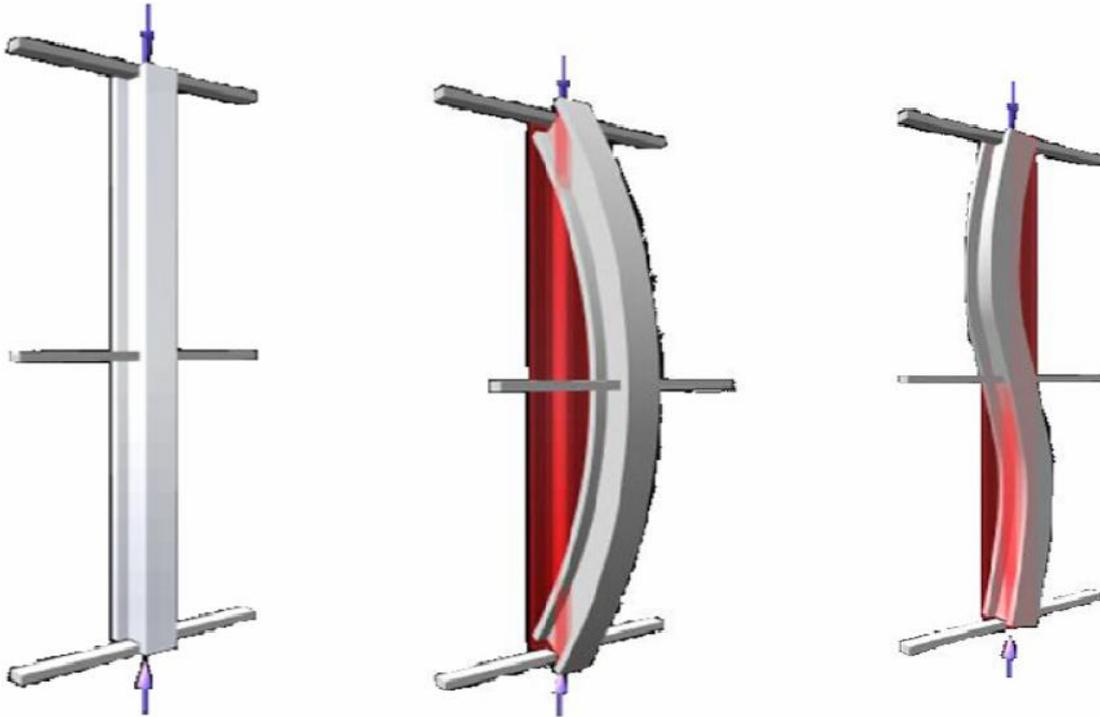


Figure4 : déformation d'un poteau métallique tenu latéralement sous un effort normal

La détermination de la longueur de flambement d'un élément de construction est l'étape la plus délicate de son dimensionnement. La longueur de flambement de cet élément dépend principalement des conditions de déplacements et de rotations de ses deux extrémités (conditions d'appuis).

Les différentes conditions aux limites possibles se répartissent en deux catégories suivant que les deux nœuds de l'élément sont bloqués en translation ou non.

- Pour la première catégorie, les deux nœuds de l'élément sont bloqués en translation, mais les conditions de rotation peuvent être quelconques. La longueur de flambement du composant est toujours inférieure ou égale à sa longueur d'épure.
- Pour la deuxième, on considère que les modes d'instabilité sont à nœuds déplaçables, lorsqu'il y a un déplacement relatif entre les deux extrémités de l'élément et que les efforts de calcul de l'élément proviennent d'une analyse globale au premier ordre. La longueur de flambement dans ce cas est toujours supérieure ou égale à la longueur d'épure.

Dans le cas des éléments articulés (cas des treillis) la longueur de flambement L_{cr} correspond à la longueur d'épure de l'élément. Pour les poteaux d'ossatures de bâtiment nous utilisons la méthode décrite dans l'annexe E de l'Eurocode 3 qui permet de tenir compte de la raideur réelle en rotation des nœuds. Pour l'élément de poteau, schématisé sur la Figure 5, à chaque nœud, est défini un facteur de distribution η :

- Au nœud 1 :

$$y_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

- Au nœud 2 :

$$y_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

Avec :

- $K_c NI / L$ est la rigidité du tronçon de poteau considéré.
- I : étant le moment d'inertie correspondant au plan de flambement considéré.
- K_{ij} : sont les rigidités effectives des poutres ; ces rigidités peuvent être déterminées à partir du tableau (3.1) lorsque les poutres ne sont pas soumises à des efforts axiaux et restent élastiques sous les moments de calcul.
- $K_1 NI_1 / L_1$ et $K_2 NI_2 / L_2$ sont les rigidités des tronçons de poteau adjacents

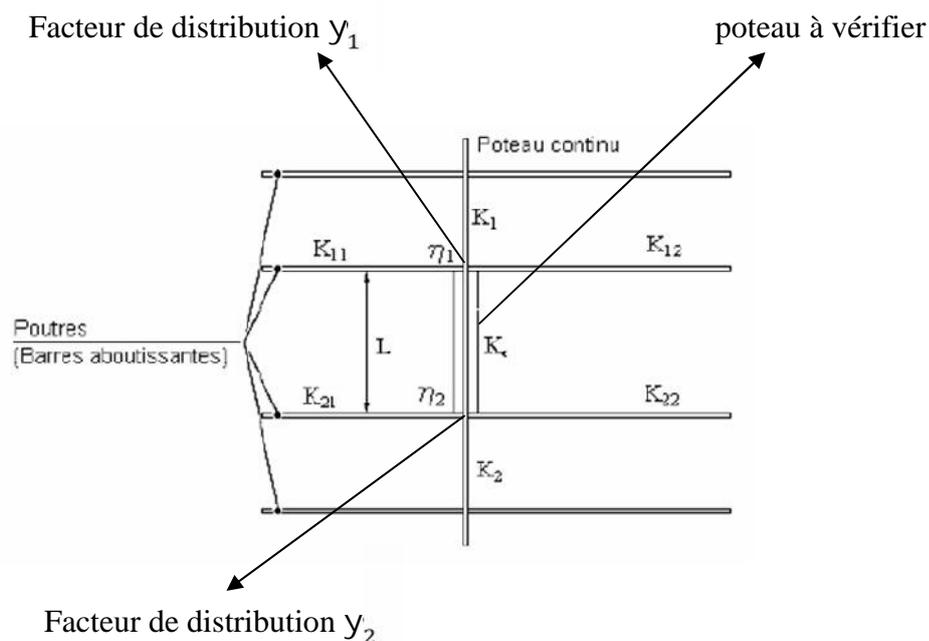


Figure 5: Facteur de distribution pour poteau continus

Les facteurs de rigidité η_1 et η_2 sont ensuite utilisés pour déterminer la longueur de flambement par :

- dans un mode d'instabilité à nœuds fixes

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

- dans un mode d'instabilité à nœuds déplaçables

$$\frac{L_{cr}}{L} = \left[\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.60\eta_1\eta_2} \right]^{0.5}$$

Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposée de la poutre	Rigidité effective K_{ij} de la poutre
Encastrée	$1,0 I/L$
Articulée	$0,75 I/L$
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	$1,5 I/L$
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	$0,5 I/L$
Cas général : rotation θ_a à l'extrémité adjacente et θ_b à l'extrémité opposée	$(1.0 + 0.5 \theta_b / \theta_a) I/L$

Tableau : rigidité effective d'une poutre

A. Flambage à nœuds fixes :

Dans un cadre dont les nœuds sont considérés comme fixes latéralement, la longueur de flambage des poteaux est toujours inférieure à la hauteur d'étage h figure6. Si un poteau est assemblé rigidement aux poutres adjacentes (ou à la fondation) et que ces poutres ont une rigidité très grande vis-à-vis de celle du poteau, la longueur de flambage est égale à la demi-longueur du poteau. Si le poteau est théoriquement bi-articulé, la longueur de flambement est égale à h . en réalité les assemblages avec les poutres ne constituent que des encastresments partiels ; ainsi la longueur de flambement h_K des poteaux se situe entre $0.5h$ et $1.0h$

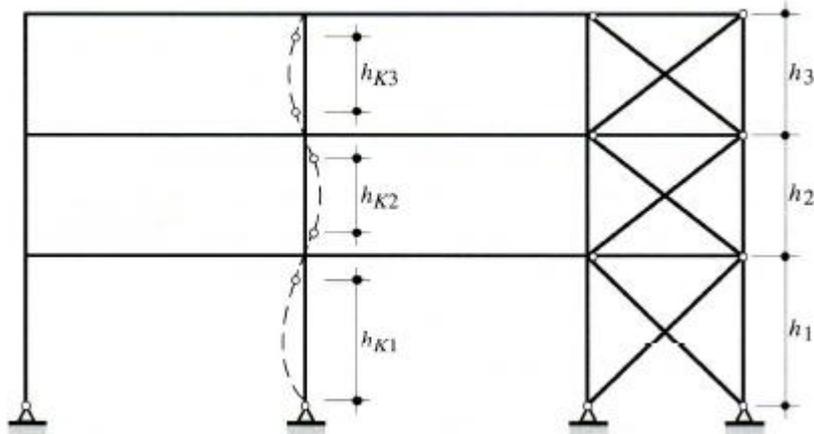
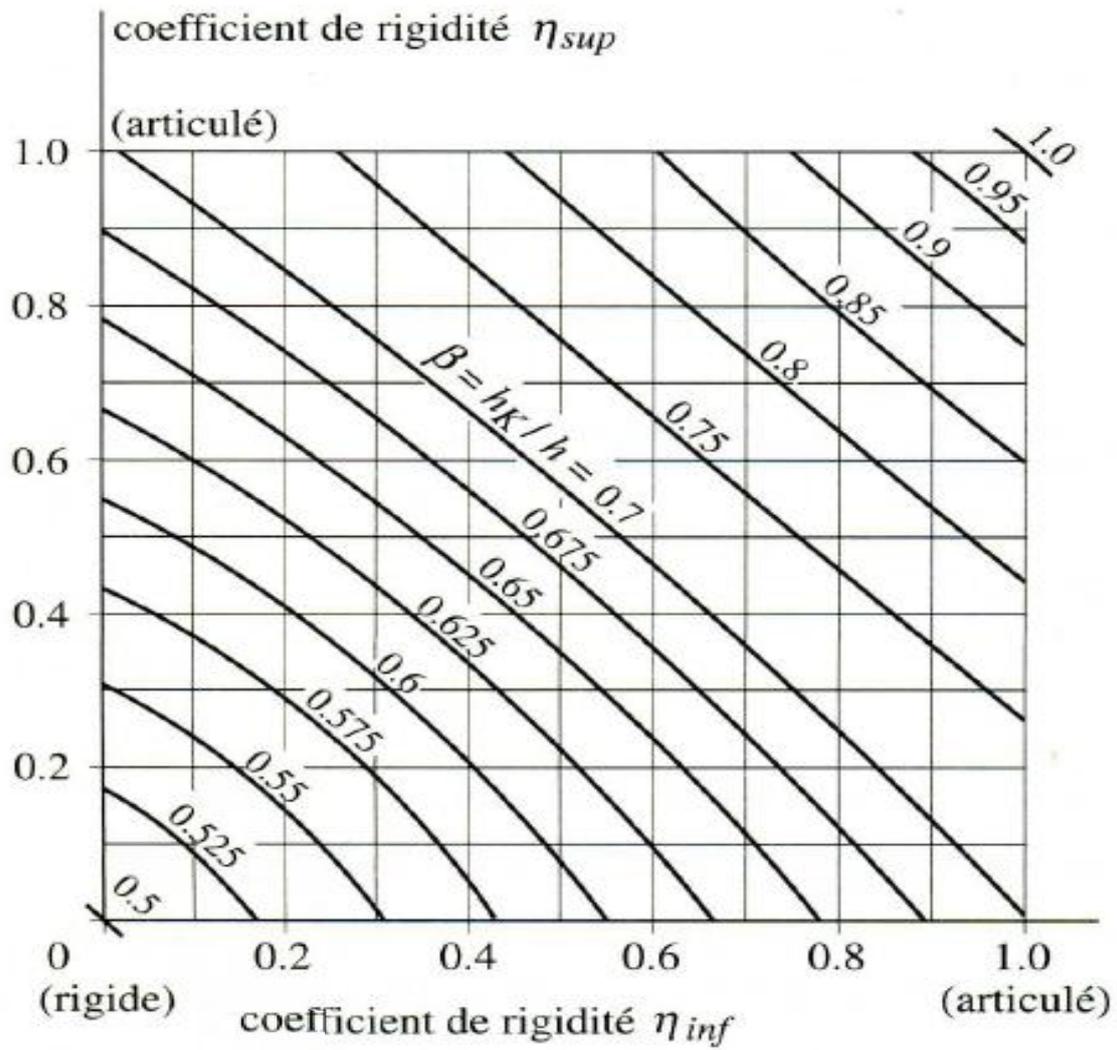
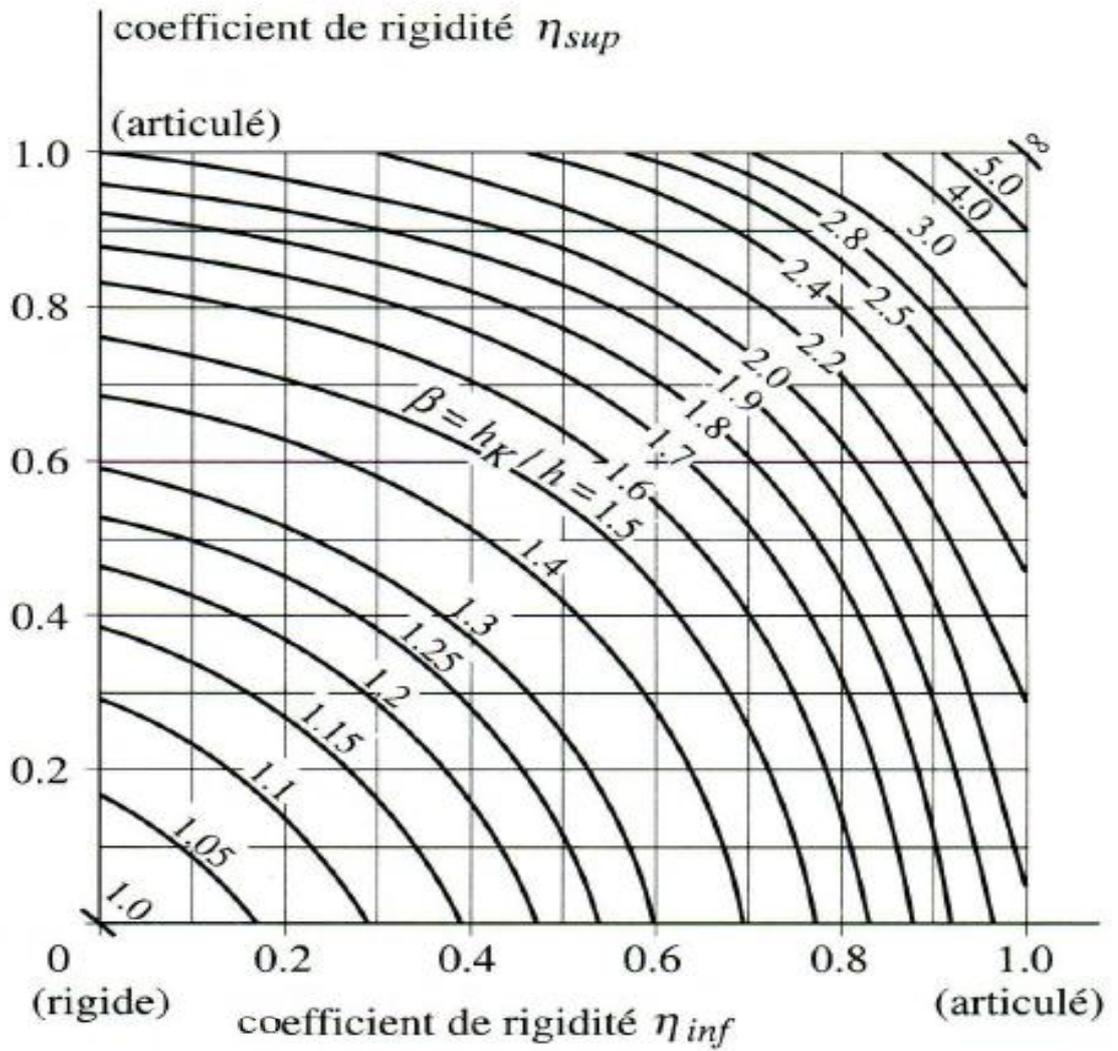


Figure 6 : Déformée et longueur de flambement des poteaux de cadres à nœuds fixes et rigides.



(a) Rapport l/L de longueur de flambement d'un poteau dans le mode à nœuds fixe



(b) Rapport l/L de longueur de flambement d'un poteau dans le mode à nœuds déplaçables

Chapitre IV :
LES POTEAUX MIXTES

IV.1 Définitions :

ACIER : fer combiné avec du carbone et acquérant par la trempe un degré plus ou moins grand de dureté.

BETON : mortier fait de gravier, de sable, de cailloux, de chaux et d'eau.

Béton armé : béton coulé autour d'armatures métalliques.

IV.2 Matériaux utilisés dans un élément mixte :

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

1. L'acier de construction.
2. L'acier d'armature ou de renfort.
3. Les tôles profilées en acier.
4. Le béton.

IV.3 les poteaux mixtes :

A côté de la possibilité de réaliser des poteaux métalliques ou en béton uniquement, la capacité portante des poteaux mixtes est largement dominée par la partie métallique.

Les poteaux mixtes sont généralement utilisés en présence d'efforts normaux.

Il existe une grande variété de poteaux mixtes. Les plus courants présentent une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type **I** ou **H**, **totalemment enrobé** de béton (figure a) ou **partiellement enrobé** dans les deux chambres comprises entre l'âme et les semelles (figure b).

Une section complètement enrobée peut fort bien contenir deux profilés juxtaposés à condition que soit ménagé un écart suffisant entre ces profilés permettant un remplissage correct du béton.

La section cruciforme (figure c) fait appel à deux profilés, identiques ou non, dont l'un est découpé en deux T qui sont ensuite ressoudés de part et d'autre de l'âme du second.

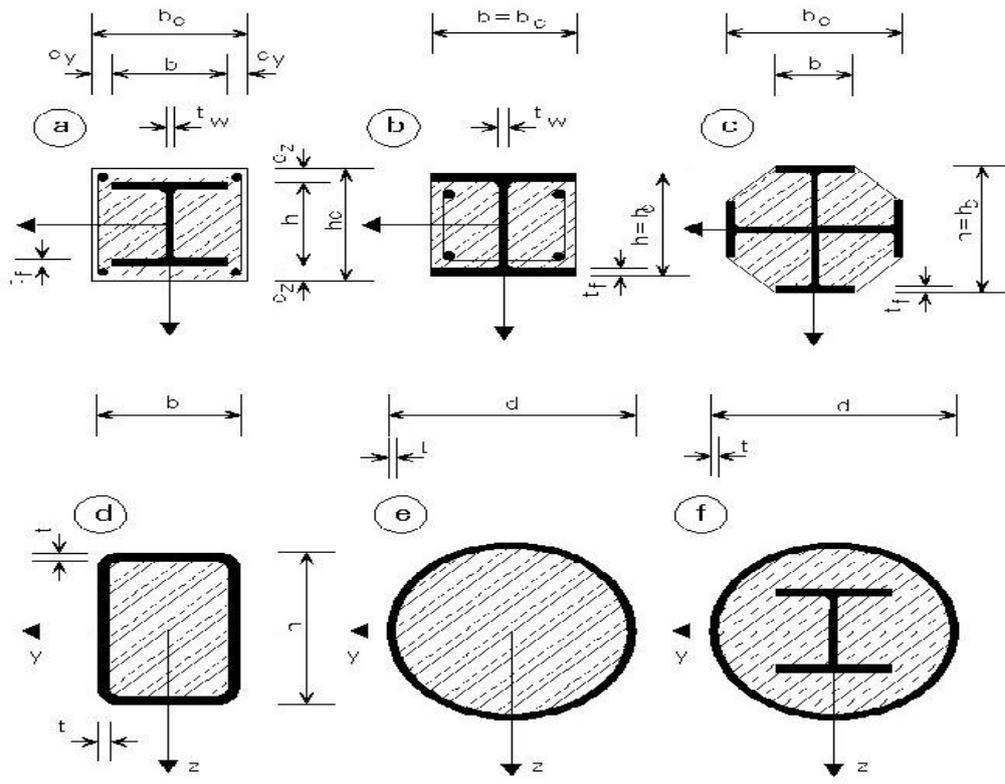


Figure 1 Typical cross-sections of composite columns with notations

IV.4 Les différents types de poteaux mixtes :

a) Les poteaux partiellement enrobés de béton :

Sont des profils en I ou H dont l'espace entre les semelles est rempli de béton **Figure(a)**.

Ce type de poteaux permet de reprendre de grands efforts normaux et des moments de flexion importants. Lorsque des faces métalliques sont apparentes, elles offrent, grâce au revêtement de l'acier un aspect esthétique particulier.

Les profilés partiellement enrobés de béton ont par contre une résistance au feu plus faible que les profilés totalement enrobés de béton.

Les sections cruciformes ne peuvent se concevoir qu'avec des profilés nettement plus hauts que larges, d'une hauteur d'au moins 400 mm, Vu le caractère quasi isotrope de la résistance au flambement de ce type de poteau, son utilisation serais beaucoup plus intéressante dans les zones de forte sismicité.



Figure (a.1) : poteaux partiellement enrobés de béton

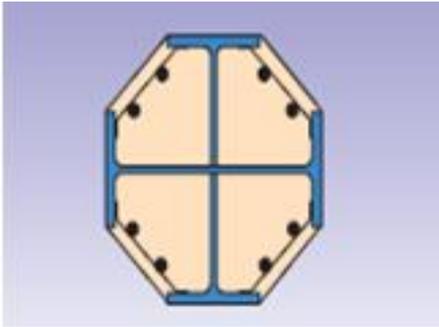


Figure (a.2) : Section cruciforme remplie de béton



figure (a.3): Usine démontage automobile Saab,Malmö

b) Les poteaux avec section pleine et avec profilé métallique enrobé de béton :

Dans les poteaux totalement enrobés de béton, particulièrement des les profilé en I ou en H les semelles et les âmes sont enrobées d'une épaisseur minimale de béton.

Les sections pleines enrobées de béton permettent de reprendre d'importants efforts normaux en interaction avec de faibles excentricités. La couverture de béton participe à la résistance à température ambiante et protège le noyau efficacement en cas d'incendie.

Les sections circulaires sont généralement préfabriqués par la méthode de centrifugation ce qui permet un contrôle efficace de la qualité du béton et de la position des éléments métalliques. Cette méthode de construction permet également un traitement de la surface (bouchardée, cannelée, lisse) et de la teinte.

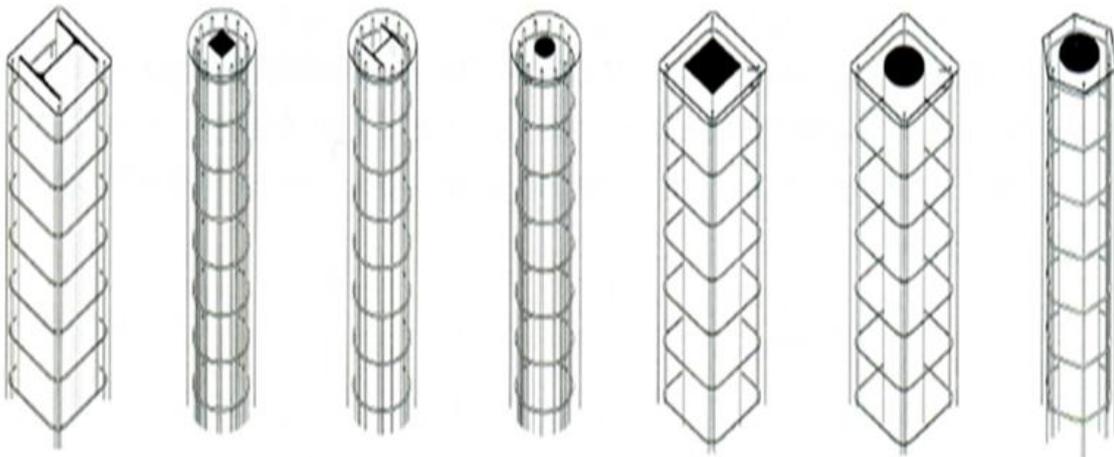


Figure (b) : poteaux avec section pleine et avec profilé métallique enrobé de béton

c) Les profils creux remplis de béton :

Peuvent être circulaires ou rectangulaires. Une fois le béton à l'intérieur du profil sa résistance en compression augmente, et ainsi la résistance du poteau mixte en compression augmente également.

Ce type de poteaux **figure (C)** ont une capacité portante influencée par leur exposition au feu et par la quantité d'armature disposée à l'intérieur. Le tube participe à la résistance à froid alors qu'à chaud, il constitue une protection efficace vis-à-vis du béton. Une bonne protection contre le feu ne peut être atteinte qu'avec un béton comportant des armatures adéquates.

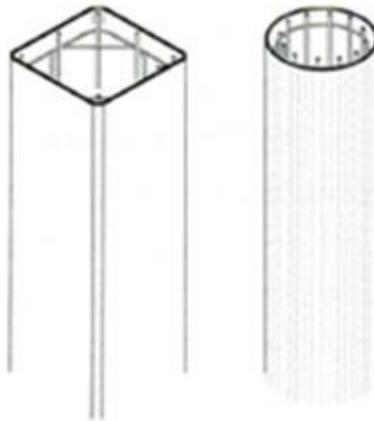


Figure (c) : profils creux remplis de béton

d) Les poteaux composés d'un profil creux avec noyau métallique enrobé de béton :

Ils reprennent également d'importants efforts normaux et le noyau est efficacement protégé contre une évaluation rapide de la température en cas d'incendie. **Figure (d)**

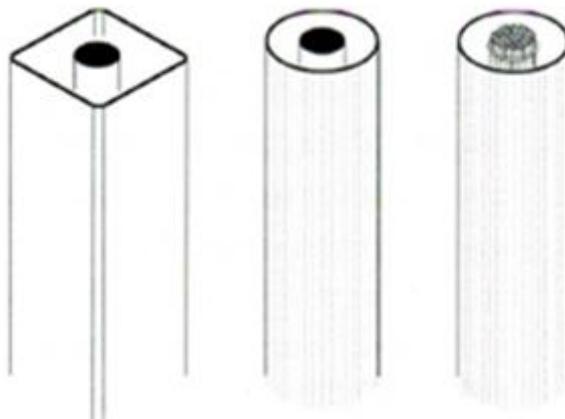


Figure (d)

IV.5 Avantage des poteaux mixtes :

Comme les poteaux mixtes peuvent être préfabriqués ou préparés en atelier, le temps de construction peut être fortement réduit par rapport à la construction sur place en béton armé. L'avantage principal des poteaux mixtes par rapport aux poteaux métalliques est la grande résistance au feu de ceux-ci sans la mise en œuvre de mesures préventives.

Les poteaux mixtes présentent de nombreux avantages :

- une section transversale de faibles dimensions extérieures peut reprendre des charges très élevées.
- l'acier sert aussi de coffrage perdu.
- gain de temps et de coût appréciable lors du montage.
- résistances plus élevées.
- 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.
- Dans les sections partiellement enrobées, le fait qu'après bétonnage, des faces d'acier restent apparentes et peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage de poutres.

IV.6 Exemple de connexion assurant une liaison entre les éléments structuraux des poteaux mixtes :

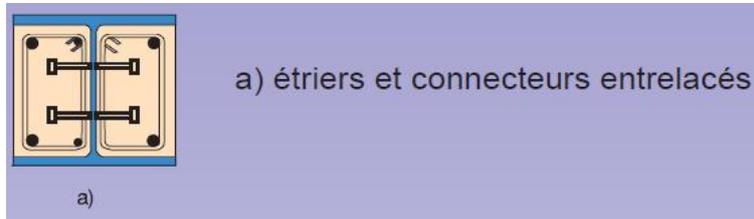


Figure 1

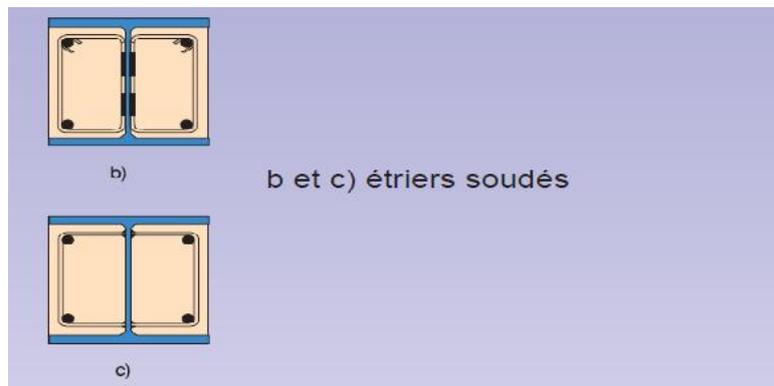


Figure 2

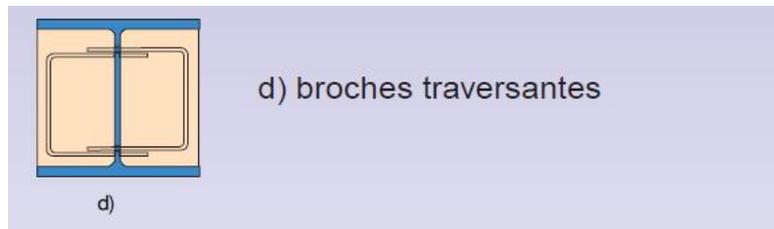


Figure 3

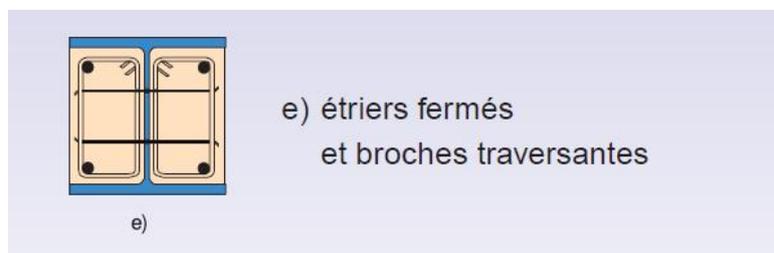


Figure 4



Figure5 : Poteau mixte à deux détails

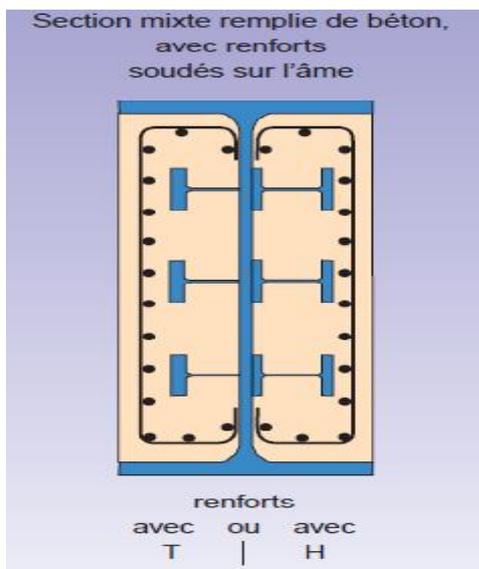
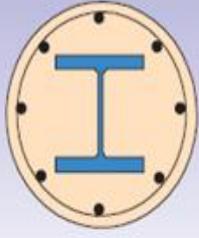


Figure 6 : Poteaux mixtes avec renforts soudés sur l'âme

Profilé H enrobé de béton,
avec section de béton
circulaire coffrée



Profilé H enrobé de béton,
à l'intérieur
d'un tube circulaire

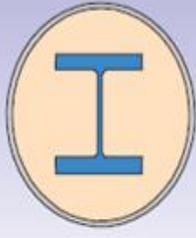
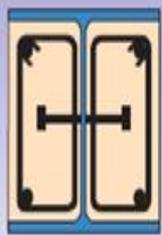
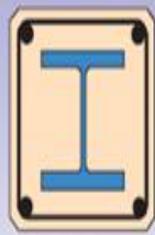


Figure 7 : Édifice Winthertur, Barcelone

Formes courantes de poteaux mixtes



poteau mixte rempli
de béton



poteau mixte enrobé
de béton



**Figure 8 : Banque Bruxelles Lambert,
Bruxelles**

Chapitre V

CALCUL DES POTEAUX MIXTES SELON L'EUROCODE 4

V.1 Méthodes de calcul :

Pour dimensionner les poteaux mixtes acier-béton le règlement européen recommande deux méthodes de calcul :

-Une méthode générale qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections applicables aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de sections variables sur leur hauteur. Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.

-Une méthode simplifiée utilisant des courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent compte des imperfections applicables au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

V.2 hypothèses de calcul :

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

V.3 voilement local des parois de la section en acier :

Avant toute vérification de la stabilité, il faut s'assurer du non voilement des profilés en acier. Ce risque ne se présente pas pour un poteau totalement enrobé.

Pour les autres sections, les élancements des parois de la section ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

* $\frac{d}{t} \leq 90^2$ pour les profils creux ronds remplis de béton de diamètre "d" et d'épaisseur "t".

* $\frac{b}{t} \leq 52$ pour l'âme des profils creux rectangulaires remplis de béton.

* $\frac{d}{t_f} \leq 44$ pour les semelles de largeur **b** et d'épaisseur t_f des profils en **H** partiellement enrobés.

Avec :

$$= \sqrt{235 / f_{y,k}}$$

Ou : $f_{y,k}$ est la limite d'élasticité de l'acier du profilé.

- ◆ f_y : limite d'élasticité de l'acier en N/mm².
- ◆ d : est le diamètre extérieur d'un profil creux rond en acier.
- ◆ h : la plus grande dimension hors tout de la section parallèle à un axe principale.
- ◆ t : l'épaisseur de la paroi d'un profil creux rempli de béton.
- ◆ t_f et b épaisseurs et largeur hors de tout la semelle d'un profil en acier en I ou similaire.

Au cas ou les valeurs indiquées si dessus sont dépassées il convient de tenir compte de l'effet du voilement au moyen d'une méthode appropriée confirmée expérimentalement.

Il est souvent nécessaire d'utiliser des épaisseurs d'enrobage plus importantes (par exemple pour assurer une résistance suffisante à l'incendie) mais il convient dans ces cas, aux fins de calcul, d'ignorer le supplément d'épaisseur d'enrobage par rapport aux valeurs maximales ci-dessus.

V.4 Résistance au cisaillement longitudinal :

Pour la résistance de calcul au cisaillement τ_{Rd} , par adhérence et frottement, les valeurs suivantes :

Type de section	τ_{Rd} (MPa)
Profilés totalement enrobé de béton	0.60
Profilés creux rectangulaires remplis de béton	0.40
Semelle de profilés partiellement enrobés	0.20
Ames de profilés partiellement enrobés	0.00

Tableau 1: La résistance de calcul de cisaillement

La résistance au cisaillement doit être assurée par des contraintes d'adhérence et frottement au niveau des surfaces de contact, ou par assemblage de cisaillement mécanique, de telle sorte qu'aucun glissement significatif ne se produise.

Les sollicitations (efforts tranchants et moments de flexion) provenant des assemblages poteau-poutre sont à répartir entre le profilé d'acier et le béton armé sur une longueur de « transfert » du poteau, au-delà de laquelle la section du poteau se comporte comme une section mixte courante.

La longueur de transfert ne doit pas dépasser deux fois la dimension minimale transversale du poteau (figure ci-dessous).

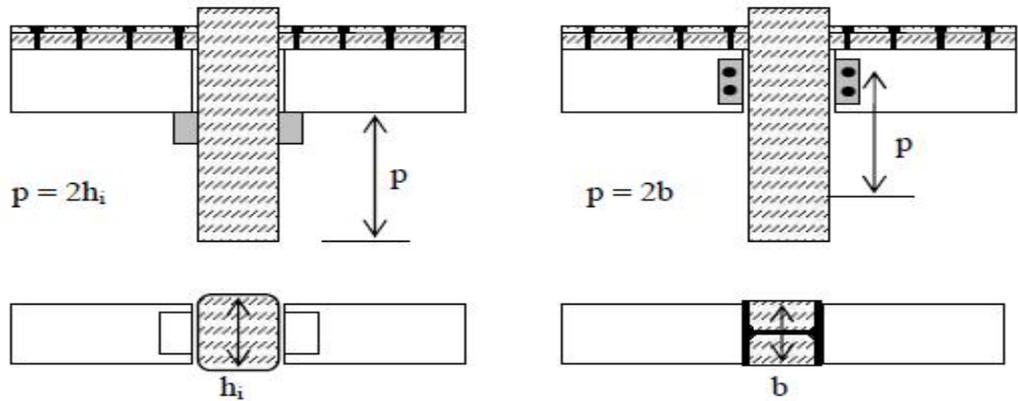


Figure 1 : Longueurs de transfert dans les assemblages

V.5 Goujons fixés sur l'âme d'un poteau mixte :

-lorsque des goujons sont fixés sur l'âme d'un profilé en I enrobé de béton d'un profilé similaire, la déformation latérale du béton qu'ils créent est empêchée par les semelles adjacentes. Les contraintes de frottement qui en résultent entraînent un surcroît de résistance au cisaillement longitudinal.

- cette résistance supplémentaire peut être supposée égale à $\mu \frac{P_{Rd}}{2}$ sur chaque semelle pour chaque rangée de goujons, ou P_{Rd} représente la résistance de calcul d'un seul goujon et μ est le coefficient de frottement approprié.

-a défaut de meilleures informations obtenues par essais, ces valeurs ne seront autorisées que lorsque l'espace libre entre les semelles, telle indiqué dans la figure si dessous ne dépasse pas les valeurs suivantes :

- ✓ 300 mm en utilisant un seul goujon par rangée.
- ✓ 400 mm en utilisant deux goujons par rangée.
- ✓ 600 mm en utilisant trois goujons par rangée.

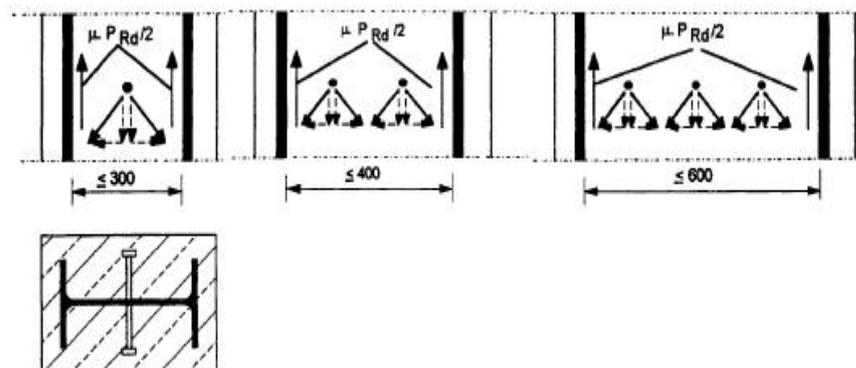


Figure 2 : Goujons dans les poteaux mixtes

V.6 méthode simplifiée :

1. conditions d'utilisation de la méthode simplifiée :

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau et le rapport de la hauteur du poteau sur sa largeur doit être compris entre 0.2 et 5.0
- La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète à savoir :

$$\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl.Rd} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Cette valeur doit être comprise entre 0.2 et 0.9}$$

- L'élanement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau mixte ne doit pas dépasser la valeur de 0.2
- Pour les sections totalement enrobées, l'air des armatures doit au moins être égal à 0.3% de l'air du béton satisfaisant les conditions suivantes :
 - 40 mm C_y 0.4 bc
 - 40 mm C_z 0.3 hc

Avec : bc et hc sont montrés dans la figure si dessous :

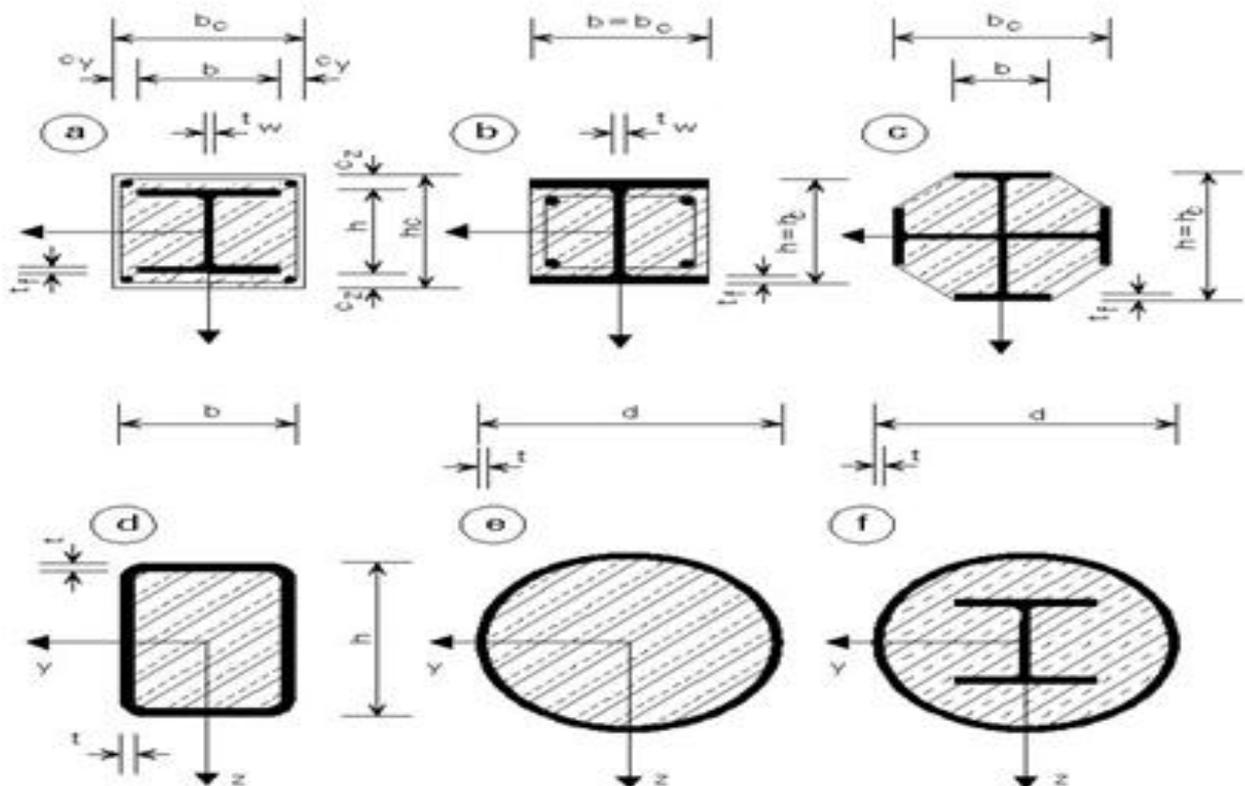


Figure 3 : exemples des sections transversales de poteaux mixtes

- L'aire de la section d'armatures longitudinale à considérer dans le calcul ne doit pas dépasser 4% de l'aire de l'aire du béton.
- Les barres longitudinales d'un diamètre minimal de 8 mm avec un espacement maximal de 250 mm.
- Les étriers sont d'un diamètre de 6mm avec un espacement maximal de 200 mm.
- Pour les treillis soudés il est permis de réduire le diamètre minimal à 4 mm.
La figure3 montre des exemples typiques de sections transversales ainsi que les symboles appropriés.

Il est pratiquement plus facile de vérifier le calcul d'un poteau mixte en respectant l'ordre suivant :

- a. Vérification des limites d'application indiquées.
- b. Vérification du voilement.
- c. Vérification de l'épaisseur d'enrobage et de l'armature.
- d. Calcul de N_{cr} et $\bar{\lambda}$ et déterminer χ_{Ma}
- e. Décision éventuelle de réaliser une analyse de second ordre des moments fléchissant en fonction des exigences.
- f. Vérification de la résistance du poteau.
- g. Vérification du transfert des charges et du cisaillement longitudinal.

2. Résistance des sections transversales aux charges axiales :

- La résistance plastique en compression axiale est obtenue en additionnant les résistances plastiques de l'élément constitutif, suivant l'expression suivante :

$$N_{PL,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

A_a, **A_c** et **A_s** sont les aires respectives de la section transversale de la section en acier, du béton et de l'armature. Pour les profils creux remplis de béton une augmentation de la résistance provient du frettage de la colonne de béton si le tube est suffisamment rigide pour s'opposer au flambement du béton comprimé.

f_{sk}, **f_{ck}**, **f_y** : Résistances caractéristiques selon l'EC2 ou à l'EC3

χ_{Ma}, **χ_c**, **χ_s** : Coefficient partiel de sécurité aux ELU pour l'acier de construction, le béton et l'acier d'armature.

χ_{Ma} : le coefficient partiel de sécurité **χ_M** et pour l'acier c'est **χ_{Ma}**

Pour une longueur de poteau avec η : **0.2** ou $N_{sd}/N_{cr} < 0.1$

$$\gamma_{Ma} = \chi_a = 1.10$$

N_{sd} : présente la charge axiale de calcul

- Pour les sections creuses remplies de béton il est permis de remplacer par **0.85 f_{ck}** par **f_{ck}**
- Pour les profils creux remplis de béton de section transversale circulaire il est permis de tenir compte de l'augmentation de la résistance du béton résultant du confinement, à condition que :

1. L'élanement réduit ne dépasse pas 0.5
2. Le plus grand moment fléchissant admis calculé par la théorie du premier ordre, **M_{max,sd}**, ne dépasse pas $N_{sd} \frac{d}{10}$, ou représente le diamètre extérieur du poteau.

On peut alors calculer la résistance plastique d'après :

$$N_{pl,Rd} = A_{a,\eta 2} + A_c \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \left(1 + \eta_1 \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Ou :

t : représente l'épaisseur de la paroi du tube en acier y_1 et y_2

Ou les valeurs y_{10} et y_{20} relatives à $e=0$, dépendent de $\bar{\lambda}$ de la façon suivante :

$$y_{10} = 4.9 - 18.5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad \text{et : } y_{10} \geq 0$$

$$y_{20} = 0.25 - (3+2 \bar{\lambda}) \quad \text{et : } y_{20} \leq 1.0$$

$\bar{\lambda}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
y_{10}	4.90	3.22	1.88	0.88	0.22	0.00
y_{20}	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00

Tableau2 : Valeurs de y_{10} et y_{20} lorsque $e=0$

$$\eta_1 = \eta_{10} \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right)$$

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20}) \left(10 \frac{e}{d} \right)$$

Pour : $e > \frac{d}{10}$ ou $\bar{\lambda} > 0.5$

$$y_1 = 0 \quad \text{et} \quad y_2 = 1.$$

3. Rapport de contribution de l'acier :

Ce rapport est défini de la façon suivante :

$$\delta = \frac{A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{Avec : } \chi_{Ma} = \gamma_a$$

4. Rigidité élastique réelle de flexions de sections transversales :

Pour les charges de courte durée, la rigidité élastique de flexion effective $(EI)_e$ de la section transversale d'un poteau mixte vaut :

$$(EI)_{\text{eff}} = E_a \cdot I_a + 0.8 E_{cd} \cdot I_c + E_s \cdot I_s$$

- ◆ $E_a \cdot E_s$: module d'élasticité de l'acier des armatures et du profilé.
- ◆ E_{cd} : Module d'élasticité efficace du béton.

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$$

E_{cm} : est le module sécant du béton.

$\gamma_c = 1.35$: est le coefficient de sécurité pour la rigidité.

- ◆ $0.8 E_{cd} I_c$: est la rigidité réelle de la partie en béton.
- ◆ I_a, I_c et I_s : moment d'inertie de l'acier, du béton et des armatures.
- ◆ L_b : longueur de flambement selon l'axe considéré ; peut être prise égale à sa longueur réelle si elle est vraiment maintenue latéralement aux deux extrémités. dans les autres situations on peut la déterminer selon les conditions d'appuis habituels.
- ◆ Alors : $E_c = E_{cd} \left(1 - 0.5 \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)$

N_{Sd} : La valeur de calcul de l'effort normal appliqué.

$N_{G,Sd}$: La valeur de calcul de la partie de l'effort normal appliqué N_{Sd} agissant de façon permanente sur le poteau.

Les éléments limites au-delà desquelles les effets de fluage et de retrait sont à considérer :

Type de structure	Structure rigide	Structure souple
Profilé enrobé de béton	$\bar{\lambda} = 0.8$	$\bar{\lambda} = 0.5$
Profilé creux remplis de béton	$\bar{\lambda} = 0.8 / (1-\delta)$	$\bar{\lambda} = 0.5 / (1-\delta)$

Tableau3 :

5. Longueur de flambement d'un poteau :

- La longueur de flambement ℓ d'un poteau mixte rigide isolé peut, par sécurité être prise égale à sa longueur d'épure L .

On peut déterminer la valeur ℓ avec les règles suivantes :

- Il faut utiliser les mêmes raideurs de flexion des éléments structuraux adjacents fixés par des assemblages rigides que celles utilisées dans l'analyse de l'ossature.
- Il est permis de supposer que le tableau E.2 de l'EC3 s'applique lorsque les poutres sont mixtes ou en acier ou en béton armé et également lorsqu'on utilise des dalles de béton sans poutres.

6. Élancement réduit :

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit suivant les deux axes :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pLR}}{N_{cr}}}$$

- ♦ N_{pLR} : la valeur de N_{pLRd} lorsque γ_M à savoir κ_{Ma} , γ_c et κ_c sont pris égaux à 1.0
- ♦ N_{cry} : la charge critique est définie par :

$$N_{cry} = \frac{f^2 (EI)_e}{l_{fl}^2}$$

Où :

$(EI)_e$: est la rigidité élastique réelle de flexion de la section transversale d'un poteau mixte.

l_{fl} : la longueur de flambement correspondante de ce poteau. Si ce poteau appartient à une ossature rigide, cette longueur de flambement peut, de manière sécuritaire, être prise égale à la

longueur d'épure L . donc $l = L$

7. Vérification de la stabilité d'un poteau mixte en compression axiale:

- Pour chacun des axes de symétrie, il est nécessaire de procéder à une vérification indépendante avec l'élanement considéré, des moments fléchissant, et de la flexion appropriés.

-la vérification s'effectue selon deux axes principaux de flambement, avec les de flambement appropriées :

$$N_{x,sd} : \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

- ◆ $N_{pl,Rd}$: est la valeur de calcul de la résistance au flambement de la section transversale mixte.
- ◆ χ : Coefficient de réduction au flambement.

$$\chi = f(\bar{\lambda}) = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mais :} \quad 1.0$$

Et :

$$W = 0.5 [1 + r (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Avec :

- ◆ r : facteur d'imperfection dépendant de la courbe de flambement appropriée.

Le flambement n'est pas à considérer si : $\bar{\lambda} \leq 0.2$

Dans certains cas, en particulier lors du calcul de poteaux élancés soumis à de la compression et de la flexion, il peut être préférable d'utiliser les imperfections données au Tableau 2.1 pour calculer un moment de flexion de premier ordre supplémentaire causé par l'excentricité de cette charge axiale.

Les courbes de flambement appropriées sont comme suite :

- **Courbe a** pour les profils creux remplis de béton.
- **Courbe b** pour les profils en I totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe fort du profilé en acier.
- **La courbe c** pour les profilés en i totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe faible du profilé en acier.

Tableau : Imperfections géométriques équivalentes des poteaux mixtes.

Section du poteau	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement	Imperfection e_0 d'élément
		y - y	b	L/200
		z - z	c	L/150
		y - y	b	L/200
		z - z	c	L/150
	$\rho_s \leq 3\%$	Quelconque	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Quelconque	b	L/200
		y - y	b	L/200
		z - z	b	L/200
		quelconque	b	L/200

Tableau4 : courbes de flambement et imperfections

8. Méthode simplifiée appliquée au calcul des poteaux mixtes soumis à compression et flexion combinée :

Pour chacun des axes de symétrie il est nécessaire de procéder à une vérification indépendante de l'élanement considéré, des moments fléchissant et de la résistance de flexion correspondante.

La résistance des sections du poteau mixte sous compression et moment de flexion (en générale suivant les deux axes du poteau) est déterminée au moyen d'une courbe d'interaction M-N telle que présentée sur la figure 4.1 .Sur cette figure seules les grandeurs résistantes sont considérées.

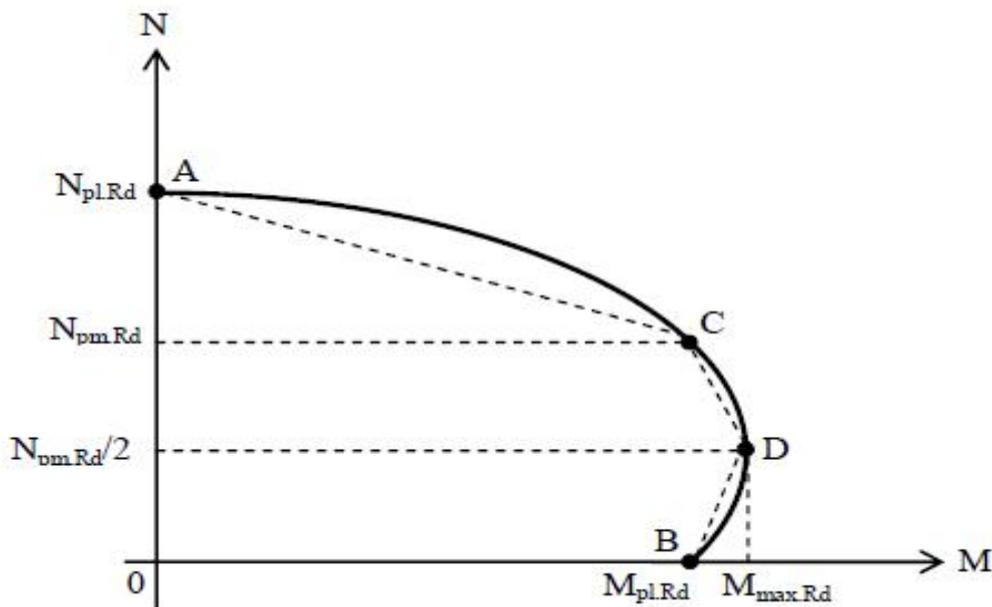


Figure4.1 : Courbe d'interaction pour la compression et la flexion uni-axiale

On remarque que le point D de la courbe d'interaction à un moment résistant $M_{max.Rd}$ supérieur à $M_{pl.Rd}$. cela est du au fait que dans un poteau mixte contrairement à un poteau en acier, lorsque la charge axiale augmente, la fissuration par traction du béton est retardée et rend le poteau mixte plus efficace pour reprendre la sollicitation de moment.

La courbe d'interaction ci-dessus est tracée en considérant plusieurs positions particulières de l'axe neutre dans la section droite et en déterminant la résistance de la section droite à partir de l'hypothèse des blocs de contrainte. La figure 4.2 explique le calcul des points de A à D

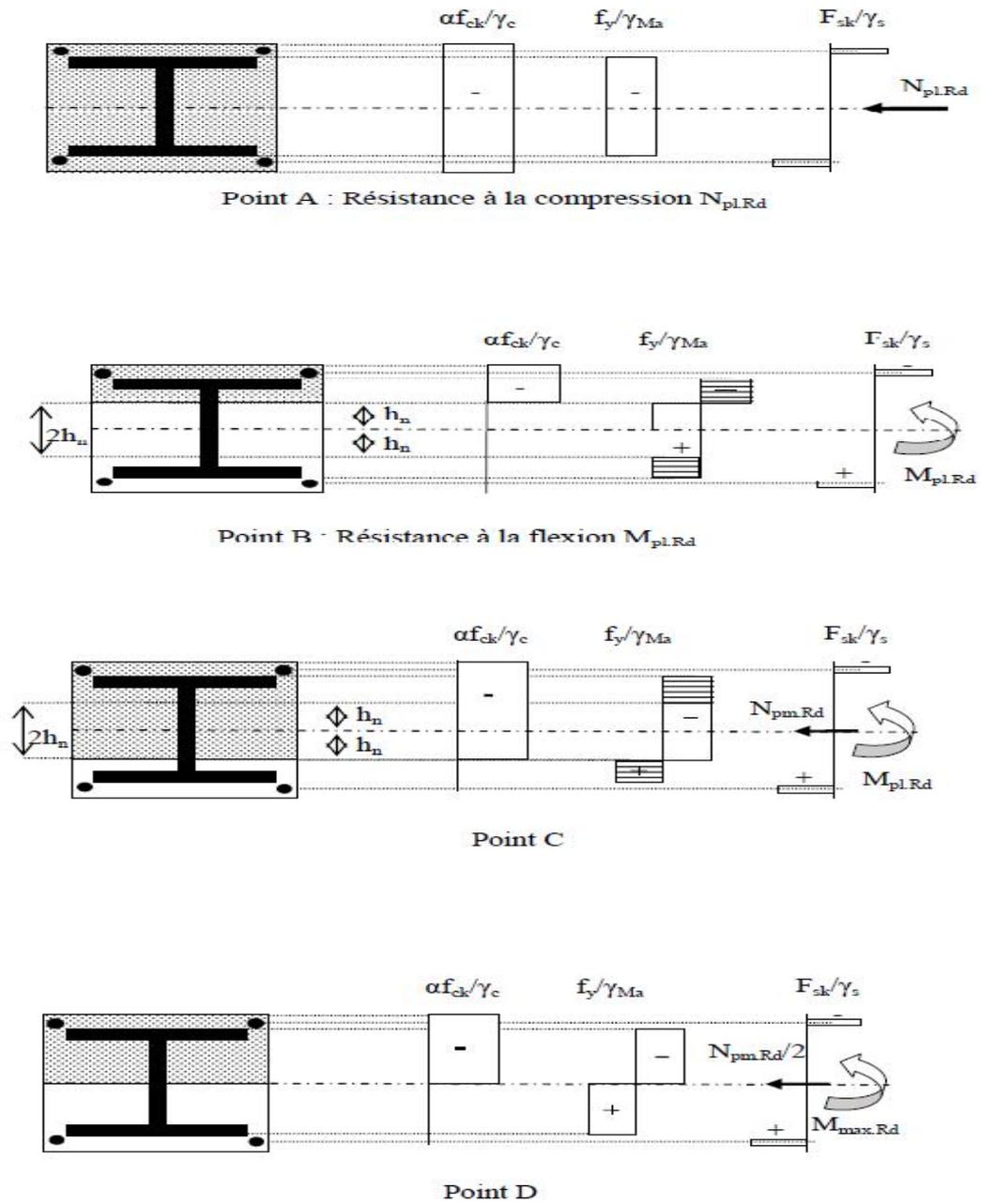


Figure 4.2 répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction (section enrobée de béton)

a. **Détermination de la courbe d'interaction polygonale :**

➤ **Le point A :** correspond à la résistance à l'effort normal axial de compression

$$N_a = N_{pl.Rd} \text{ et } M_a = 0$$

➤ **Le point B :** correspond à la résistance au moment résistant de flexion.

$$N_B = 0 \text{ et } M_B = M_{pl.Rd}$$

$$M_{pl.Rd} = (W_{pa} - W_{pan}) \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + (W_{pc} - W_{pcn}) \frac{\alpha f_{ck}}{2\gamma_c} + (W_{ps} - W_{psn}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

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

$$N_C = N_{pm.Rd} = \frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\text{et } M_C = M_{pl.Rd}$$

Avec :

A_c : aire totale de la section de béton.

α , f_{ck} , γ_c : mêmes définitions que précédemment.

$N_{pm.Rd}$: la résistance De la section de béton uniquement.

➤ **Le point D :** correspond au moment résistant maximum

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = \frac{1}{2} A_c \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{pour les sections enrobées})$$

$$N_D = \frac{1}{2} A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{pour les sections creuses remplies de béton})$$

$$M_D = M_{max.Rd} = M_{pl.Rd} + M_{n.Rd}$$

Avec :

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

$$M_{n.Rd} = (W_{pan}) \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + (W_{pcn}) \frac{\alpha f_{ck}}{2\gamma_c} + (W_{psn}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

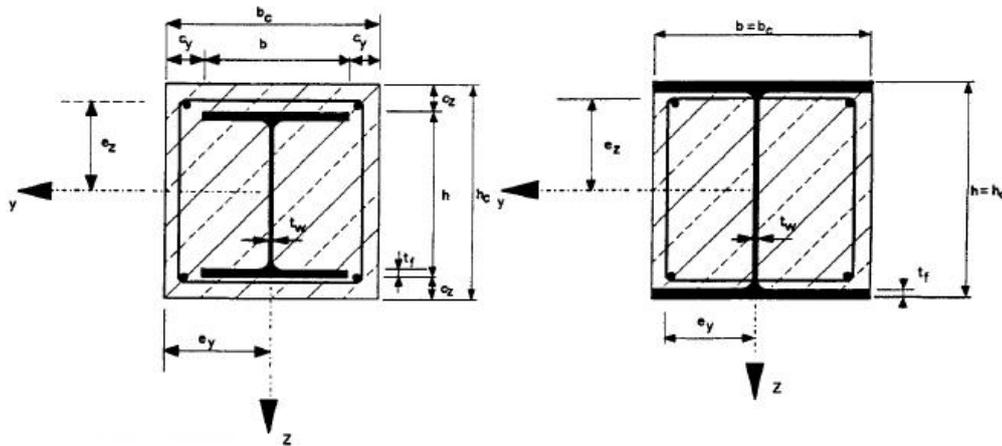
➤ **Point E**: situé à mi-distance de A et C .

Il convient de déterminer un point supplémentaire E approximativement à mi-distance entre le point A et le point C de la figure 4.1

b. Axe neutre et module de résistance plastique de quelques sections transversales :

Les équations à utiliser pour la position de l'axe neutre, h_n , sont données pour des positions particulières dans les sections transversales. Il convient que la valeur résultante de h_n se situe dans les limites de la région considérée :

▪ Axe neutre et modules plastiques de résistance plastique pour les profils en acier totalement ou partiellement enrobés de béton fléchis selon l'axe fort (yy) [EC4 Annexe C]



• Pour l'ensemble de la section transversale :

$$W_{pa} = \frac{(h - 2t_f)^2 t_w}{4} + b \cdot t_f (h - t_f)$$

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps} \quad W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} |e_{zi}|$$

Pour les parties de la section transversales situées dans la région $2h_n$:

$$W_{pcn} = b_c h_c^2 - W_{pan} - W_{psn} \quad W_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} |e_{zi}|$$

Cas 1 : Axes neutre dans l'âme : $h_n \leq \frac{h}{2} - t_f$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd})} \quad W_{pan} = t_w h_n^2$$

Cas 2 : Axes neutre dans la semelle : $\frac{h}{2} - t_f \leq h_n \leq \frac{h}{2}$

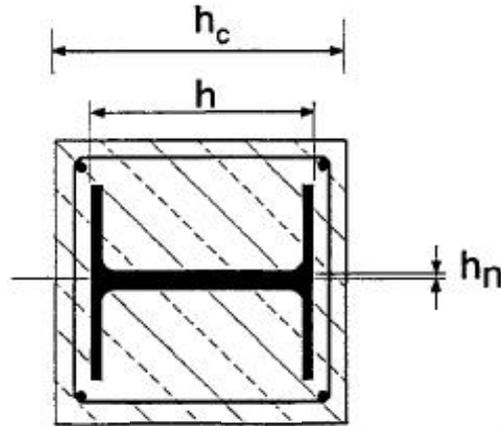
$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd}) + (b - t_w)(h - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2b(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = b h_n^2 - \frac{(b - t_w)(h - 2t_f)^2}{4}$$

Cas 3 : Axes neutre hors de la section en acier : $\frac{h}{2} \leq h_n \leq \frac{h_c}{2}$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd}) + A_a (2f_{ya} - f_{cd})}{2b_c f_{cd}} \quad W_{pan} = W_{pa}$$

- Axe neutre et modules plastiques de résistance plastique pour les profils en acier partiellement enrobés de béton fléchis selon l'axe faible (zz) [EC4 Annexe C]



- Pour l'ensemble de la section transversale :

$$W_{pa} = \frac{t_f b^2}{2} + \frac{h - 2t_f}{4} t_w^2 + \frac{4 - \pi}{2} r^2 t_w - \frac{3\pi - 10}{3} r^3$$

$$W_{pc} = \frac{h_c b_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps} \quad W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} |e_{yi}|$$

- Pour les parties de la section transversales situées dans la région $2h_n$:

$$W_{pcn} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn} \quad W_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} |e_{yi}|$$

Cas 1 : Axes neutre dans l'âme : $h_n \leq \frac{t_w}{2}$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 2h (2f_{yd} - f_{cd})} \quad W_{pan} = h h_n^2$$

Cas 2 : Axes neutre dans la semelle : $\frac{t_w}{2} \leq h_n \leq \frac{b}{2}$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd}) + t_w (h - 2t_f) (2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 4t_f (2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = 2t_f h_n^2 + \frac{(h - 2t_f) t_w^2}{4}$$

Cas 3 : Axes neutre à l'extérieur du profilé en acier : $\frac{b}{2} \leq h_n \leq \frac{b_c}{2}$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd}) + A_s (2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd}} \quad W_{pan} = W_{pa}$$

Avec :

- ◆ W_{pa}, W_{pc}, W_{ps} : Modules de résistance plastique pour l'acier de construction, pour la partie en béton (béton supposé fissuré) et pour l'armature.
- ◆ $W_{pan}, W_{pcn}, W_{psn}$: Modules de résistance plastique des parties situées dans la zone $2h_n$ pour l'acier de construction, pour la partie en béton et pour l'armature.
- ◆ α : coefficient réducteur dépendant du type de la section transversale (creux $= 1,0$; I ou H partiellement ou totalement enrobé $= 0,85$).
- ◆ f_y : limite d'élasticité de l'acier de construction.
- ◆ f_{yk} : résistance à la compression du béton.
- ◆ f_{sk} : limite d'élasticité de l'armature.

$\gamma_{Ma}, \gamma_c, \gamma_s$: coefficients partiels de sécurité aux ELU pour l'acier de construction, le béton et l'armature.

9. analyse des moments fléchissant affectant les poteaux :

On sait que la théorie du premier ordre prend en compte la géométrie initiale de la structure pour déterminer les sollicitations, par contre la théorie du second ordre fait intervenir la déformation d'une structure.

Donc l'analyse de la structure incorporant des poteaux mixtes doit donc être faite en considérant les effets du second ordre.

Il est nécessaire de vérifier les effets de second ordre sur les poteaux rigides isolés si :

$$\frac{N_{Sd}}{N_{cr}} \leq 1,0$$

Pour des poteaux présentant des moments d'extrémités, l'élançement réduit ne dépasse pas :

$$\eta < 0,2 \cdot (2-r) \quad \text{avec :} \quad (-1 \leq r \leq +1)$$

Ou :

r : est le rapport des moments d'extrémités conformément aux indications du tableau 4.7 de l'EC4

N_{Sd} : est la valeur de l'effort axial de calcul

- ◆ Si l'une quelconque n'est pas satisfaite, l'influence du second ordre peut être considérée insignifiante.

- Par mesure de simplification, il est admis de prendre en compte les effets de second ordre dans un poteau rigide isolé en augmentant le plus grand moment fléchissant de calcul de premier ordre M_{sd} au moyen d'un coefficient correcteur K obtenu par la formule suivante :

$$K = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}}} \quad \text{Avec: } k \geq 1.0$$

- N_{cr} : est la charge critique élastique du poteau mixte pour l'axe considéré y ou z en prenant la longueur utile ℓ égale à la longueur du poteau.
- β : Facteur de moment équivalent (Construction Mixte Acier-béton).

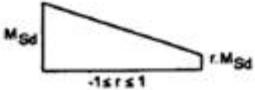
ligne	répartition des moments	coefficient de moment β	commentaire
1	moments fléchissant de premier ordre résultant de charges latérales dans un poteau rigide isolé 	$\beta = 1,0$	M_{sd} représente le moment fléchissant maximal s'exerçant à l'intérieur de la longueur du poteau en raison d'efforts latéraux, en ignorant les effets de second ordre.
2	moments d'extrémité s'exerçant au sein d'une ossature rigide 	$\beta = 0,66 + 0,44 r$ mais $\beta \geq 0,44$	M_{sd} et rM_{sd} représentent les moments d'extrémité obtenus par analyse de l'ossature conformément aux dispositions de la section 4.9

Tableau5 : Coefficient β en vue de détermination des moments selon la théorie du second ordre

10. Vérification de l'influence de l'effort tranchant :

On peut supposer que l'effort tranchant est repris par le béton et l'acier, ou bien seulement par l'acier. Dans chaque cas, la vérification est à effectuer conformément à l'EC2 ou l'EC3.

11. Résistance des sections transversales à la compression et à la flexion uni-axiale combinées :

La résistance du poteau mixte à la compression axiale est $tN_{pl.Rd}$, qui tient compte de l'influence des imperfections et de l'élanement réduit, t est le paramètre représentant la résistance du poteau au flambement.

On doit d'abord déterminer la résistance du poteau mixte sous l'effort axial en l'absence du moment de flexion.

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

Ou :

χ_d : est le paramètre représentant la sollicitation axiale.

N_{sd} : est la valeur de l'effort axial de calcul.

$N_{pl.Rd}$: représente la résistance plastique en compression de la section mixte du poteau.

La vérification de la stabilité d'un poteau mixte sous combinaison de la compression et de la flexion uni axiale est donnée sous forme graphique sur la figure ci-dessous :

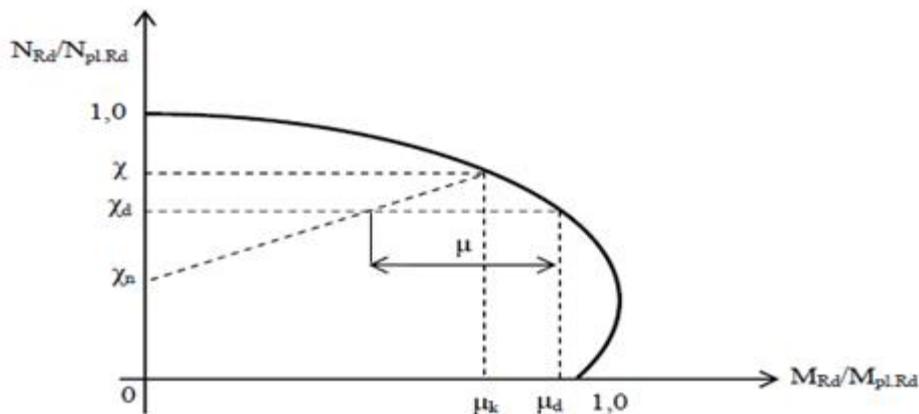


Figure 5 : méthode de calcul pour la compression et la flexion uni-axiale

Soit :

$$t_n = \frac{t(1-r)}{4} \quad \text{mais : } t_n \leq \chi_d$$

Ou :

r : représente pour une variation linéaire de moments, le rapport du plus petit au plus grand moment d'extrémité comme indiqué dans la figure 6

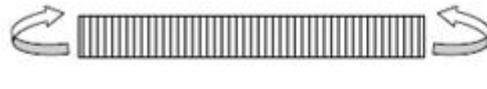
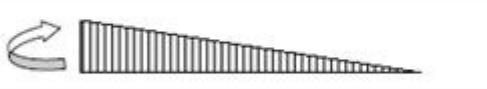
Répartition de M sur la longueur du poteau	r	χ_n
	1	0
	0	$0,25 \cdot \chi$
	-1	$0,5 \cdot \chi$

Tableau 6: valeurs de t_n

Dans les autres cas, lorsque la variation du moment n'est pas linéaire il convient de prendre t_n égal à 0.

- La longueur (distance) horizontale sur la courbe d'interaction peut être obtenue par l'expression suivante :

$$\mu = \mu_d - \mu_k \frac{(t_d - \chi_n)}{(t - \chi_n)}$$

- Un poteau mixte soumis à une combinaison de compression et de flexion uni-axiale est considéré résistant, si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{sd} \leq 0,9 \cdot \mu \cdot M_{pl,Rd}$$

- ❖ La valeur de μ ne doit pas être supérieure à 1.0 sauf si le moment fléchissant M_{sd} est dû uniquement à l'effort N_{sd} , par exemple dans le cas d'un poteau isolé sans charges transversales s'exerçant entre ses extrémités.

μ : est le rapport des moments résistants obtenu au moyen de la courbe d'interaction.

M_{sd} : est le moment fléchissant de calcul maximal s'exerçant sur la longueur du poteau

$M_{pl,Rd}$: Le moment fléchissant calculé à l'aide de la répartition des contraintes indiquée dans la figure 4.

12. Résistance des sections transversales à la compression et à la flexion bi-axiale combinées :

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

Il n'y a pas lieu de prendre en compte les imperfections, sinon uniquement à l'intérieur du plan dans lequel on suppose qu'une ruine est susceptible de se produire (par exemple l'axe Z sur la figure 6 (a)).

Pour l'autre plan de flexion, il est inutile de tenir compte des imperfections (par exemple l'axe Y sur la figure 6(b)). Au cas où le plan critique n'apparaît pas de façon évidente, il convient de procéder à des vérifications des deux plans.

Il convient d'utiliser la méthode de calcul si après pour un effort axiale de calcul N_{sd} combiné avec les moments fléchissant de calcul $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$

L'élément structurale présente une résistance suffisante si :

$$\checkmark M_{sd} \leq 0,9 \cdot \mu_z \cdot M_{pl,Rd}$$

$$\checkmark M_{y,sd} \leq 0,9 \cdot \mu_y \cdot M_{pl,y,Rd}$$

$$\checkmark M_{z,sd} \leq 0,9 \cdot \mu_z \cdot M_{pl,z,Rd}$$

Et :

$$\frac{M_{y,sd}}{\mu_y \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{\mu_z \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1.0$$

On doit évaluer séparément la résistance axiale du poteau en présence d'un moment de flexion pour chaque axe. Les imperfections doivent être prises en compte selon la direction correspondante à l'axe susceptible de ruine. Dans le cas contraire, il convient d'effectuer les vérifications selon les deux axes de flambement. L'interaction des moments de flexion doit être vérifiée au moyen des courbes d'interaction de la figure ci-dessous :

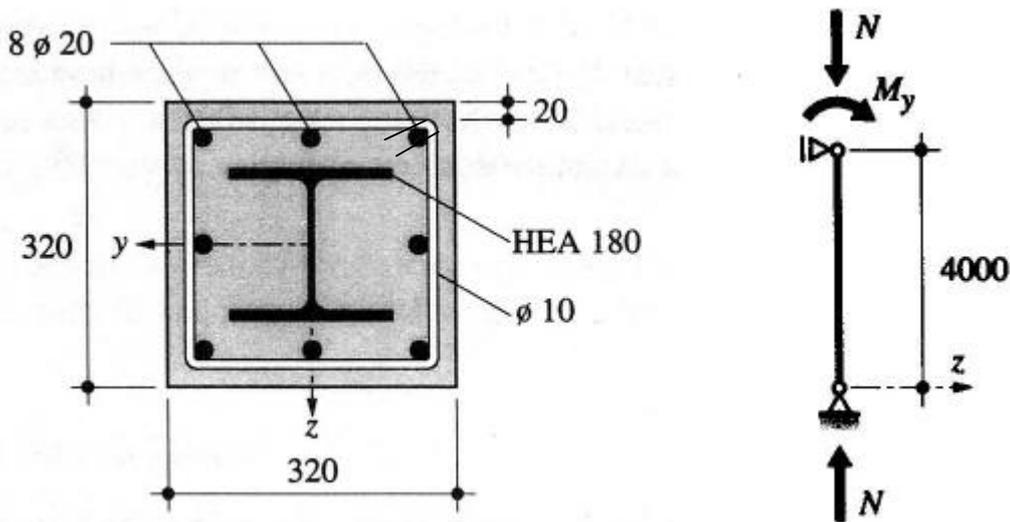
CHAPITRE VI :

Calcul d'un poteau mixte sous différentes sollicitations

Exemple d'application numérique :

A. Calcul d'un poteau mixte sous différentes sollicitations :

Soit un poteau mixte à l'intérieur d'un bâtiment dont la section carrée est défini à la figure si dessous :



Données :

Huit barres de $\phi 20\text{mm}$ ($A_{sK}=2512\text{mm}^2$ au total)

En acier B500B ($f_{sK}= 500 \text{ N/mm}^2$)

L'ensemble est enrobé par du béton C30/37 ($f_{cK} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{cm} = 38\text{N/mm}^2$)

Aire de la section d'acier : $A_a = 4530\text{mm}^2$ (selon les tableaux des profilés normalisés)

Aire des armatures : $A_s = 2512\text{mm}^2$ (correspond à $8\phi 20\text{mm}$)

Section du poteau : (320x320)

Les caractéristiques de la section pour HEA180 :

Profilé HEA180 en acier S235 ($f_y=235\text{N/mm}^2$)

$I_{aZ} = 9.25 \times 10^6 \text{ mm}^4$ (selon les tableaux des profilés normalisés)

$t_f = 9.5 \text{ mm}$

$t_w = 6 \text{ mm}$

$h = 171 \text{ mm}$

b = 180 mm

I. Si le poteau est sollicité par un effort normal :

Si le poteau est sollicité par un effort normal on devra calculer **la résistance élastique et plastique** pour des actions de longue durée ainsi que la part relative de l'effort normal repris par chaque matériau :

1. calcul élastique : (résistance élastique à la compression de la section)

a) calcul de la contrainte τ_b :

- On prend le module d'élasticité $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$ pour tout les aciers.
- Pour le béton C30/37 on admet que le module d'élasticité du béton sous actions de longue durée est de :

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \times \varphi(t, t_0)} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{N_{Ed}}{N_{Ed}} \times \varphi(t, t_0)} = \frac{1}{2} E_{cm}$$

$$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3} = 22[(38)/10]^{0.3} = 32.836 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = \frac{1}{2} E_{cm} = 16.418 \times 10^3 \text{ N/mm}^2 = 17 \times 10^3 \text{ N/mm}^2 \text{ (avec arrondissement)}$$

φ : Coefficient du fluage (rétrécissement sous l'effet d'un effort normal appliqué)

$N_{G,Ed}$: La valeur de calcul de la partie de l'effort normal appliqué

- **Calcul du coefficient d'équivalence η_{el} :**

$$\eta_{el} = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2}{17 \times 10^3 \text{ N/mm}^2} = 12.35$$

Il est alors possible de déterminer la contrainte agissant sur la section mixte (τ_b)

$$\sigma_b = \eta_{el} \frac{0.85 f_{cK}}{\gamma_c} = 12.35 \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 209.95 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = 209.95 \text{ N/mm}^2$$

Si $\tau_b < \frac{f_y}{\gamma_a}$ et $\tau_b < \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \implies$ alors le béton comprimé limite la résistance élastique de la section

$$\left. \begin{aligned} \frac{f_y}{\gamma_a} &= \frac{235}{1.1} = 213.63 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{f_{sk}}{\gamma_s} &= \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \right\} \frac{f_y}{\gamma_a} \text{ et } \frac{f_{sk}}{\gamma_s} > \sigma_b$$

La condition est vérifiée donc dans notre poteau mixte c'est le béton comprimé qui limite la résistance élastique.

b) Résistance élastique à la compression de la section :

- Calcul de l'aire de la section du béton A_c :

$$\begin{aligned} A_c &= (320\text{mm})^2 - A_a - A_s \\ &= 102400\text{mm}^2 - 4530\text{mm}^2 - 2512\text{mm}^2 \\ &= 95360 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Calcul de la section mixte A_b :

$$\begin{aligned} A_b &= A_a + A_s + \frac{A_c}{\eta_{el}} \\ &= 4530 + 2512 + \frac{95360}{12.35} \end{aligned}$$

$$A_b = 14763 \text{ mm}^2$$

Ceci nous permettra alors de trouver la valeur numérique de l'effort normal résistant élastique du poteau mixte ($N_{el.Rd}$)

- Calcul de la valeur numérique de l'effort normal résistant élastique du poteau mixte ($N_{el.Rd}$) :

$$N_{el.Rd} = \tau_b \cdot A_b$$

$$= 209.95 \times 14763$$

$$N_{el.Rd} = 3099 \times 10^3 \text{ N} = 3099 \text{ kN}$$

- **Calcul de la part relative de l'effort reprise par chaque matériau :**

• **Acier :**

$$\frac{N_{el.a.Rd}}{N_{el.Rd}} = \frac{\sigma_b \cdot A_a}{N_{el.Rd}} = \frac{209.95 \times 4530}{3099 \times 10^3} = 30 \%$$

• **Armatures:**

$$\frac{N_{el.s.Rd}}{N_{el.Rd}} = \frac{\sigma_b \cdot A_s}{N_{el.Rd}} = \frac{209.95 \times 2512}{3099 \times 10^3} = 17 \%$$

• **Béton :**

$$\frac{N_{el.c.Rd}}{N_{el.Rd}} = \frac{\frac{1}{\eta_{el}} \sigma_b \cdot A_c}{N_{el.Rd}} = \frac{\frac{1}{11.7} \times 209.95 \times 95360}{3099 \times 10^3} = 55\%$$

❖ On remarque que dans le calcul élastique que le béton reprend l'effort normal plus que l'acier et les armatures avec une valeur de 55 %

2. **Calcul plastique :** (résistance plastique à la compression de la section)

a) **Calcul de la valeur de l'effort normal résistant plastique $N_{pl.Rd}$ de la section mixte :**

$$\begin{aligned} N_{pl.Rd} &= N_{pl.a.Rd} + N_{pl.s.Rd} + N_{pl.c.Rd} \\ &= A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_c \times \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \end{aligned}$$

$$N_{pl.a.Rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 4530 \times \frac{235}{1.1} = 967.7772 \times 10^3 \text{ N} = 968 \text{ kN}$$

$$N_{pl.s.Rd} = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 2512 \times \frac{500}{1.15} = 1.092173 \times 10^6 \text{ N} = 1092 \text{ kN}$$

$$N_{pl.c.Rd} = A_c \times \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 95360 \times \frac{0.85 \cdot 30}{1.5} = 1620 \times 10^3 \text{ N} = 1621 \text{ kN}$$

$$N_{pl.Rd} = 968 + 1092 + 1621 = 3681 \text{ kN}$$

$$N_{pl.Rd} = 3681 \text{ kN}$$

- Calcul de la part relative de l'effort reprise par chaque matériau :

- Acier :

$$\frac{N_{pl.a.Rd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{968}{3681} = 26.29 \%$$

- Armatures:

$$\frac{N_{pl.s.Rd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{1092}{3681} = 29.66 \%$$

- Béton :

$$\frac{N_{pl.c.Rd}}{N_{pl.Rd}} = \frac{1621}{3681} = 44.03 \%$$

- ❖ On remarque que le béton reprend la majorité des efforts.

I. Si le poteau mixte est comprimé :

1. Calcul de la résistance ultime au flambement :

a) Caractéristiques de la section par rapport à l'axe Z :

La longueur de flambement selon l'axe Z et Y est identique, le flambage selon l'axe Z est déterminant.

- Calcul de l'inertie propre des armatures négligée:

$$I_{sZ} = 2 \times 3 \times \frac{\pi (20 \text{ mm})^2}{4} (160 \text{ mm} - 40 \text{ mm})^2 = 27.1 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_{cZ} = \frac{bh^3}{12} - I_{aZ} - I_{sZ} = \frac{320^4}{12} - 9.25 \times 10^6 \text{ mm}^4 - 27.1 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{cZ} = 837.5 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

2. Vérification du taux d'armatures :

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{2512}{95360} = 2.6\%$$

Ce taux d'armatures est compris entre les valeurs limites des normes :

Voire EUROCODE 4 : 0.6% et 8%

$$0.6\% < 2.6\% < 8\% \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Avant de pouvoir déterminer la résistance ultime au flambage il est nécessaire de contrôler si la méthode de calcul pour les poteaux mixtes s'applique dans notre cas.

Pour cela il faut vérifier si la valeur du paramètre de section σ se situe entre 0.2 et 0.9

$$\sigma = A_a \frac{f_y}{\gamma_a N_{pl.Rd}} = 4530 \frac{235}{3732 \times 10^3} = 0.26$$

$$0.2 < \sigma = 0.26 < 0.9$$

Donc la méthode de calcul pour les poteaux mixtes s'applique car la participation de l'acier n'est ni trop faible ni trop importante.

3. Calcul de la charge critique de flambage élastique : $(EI)_{\text{eff}}$

A. Selon l'axe Z :

$$l_{kz} = l = 4000\text{mm}$$

$$E_a = E_s = 210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = \frac{1}{2} E_{cm} = 17 \times 10^3 \text{ N/mm}^2 \text{ (avec arrondissement)}$$

$$(EI)_{\text{eff}} = E_a \times I_{aZ} + 0.6 \times I_{cZ} \cdot E_c + E_s \times I_{sZ}$$

$$= (210 \times 9.25 + 0.6 \times 17 \times 837.5 + 210 \times 27.1) \times 10^9$$

$$= 16176 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$N_{crZ} = \frac{\pi^2 (EI)_{\text{eff}}}{l_{kz}^2} = \frac{\pi^2 16176 \times 10^9}{4000^2} = 9968 \times 10^3 \text{ kN}$$

♦ Résistance au flambage :

Le profilé est entièrement enrobé dans le béton, donc le poteau ne présente pas un risque de voilement.

La courbe de flambage à considérer pour la section mixte est celle qui correspond au profilé métallique, à savoir la courbe C pour le flambage selon l'axe faible d'un profilé HEA180.

4. La valeur caractéristique de la résistance plastique à l'effort normal :

$$N_{pl} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$
$$= [(4530 \times 235) + (95360 \times 0.85 \times 30) + (2512 \times 500)] \times 10^{-3}$$

$$N_{pl} = 4752 \text{ kN}$$

La résistance au flambage peut alors être obtenue comme suit :

$$\eta_{ky} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{crZ}}} = \sqrt{\frac{4752}{9968}} = 0.69 \leq 2$$

D'où :

$$\chi_z = 0.74 \text{ avec la courbe de flambage C}$$

$$N_{kz,Rd} = \chi_z \times N_{pl,Rd} = 0.74 \times 4321 = 3197.54 \text{ kN}$$

II. Si le poteau mixte est comprimé et fléchi :

Déterminer la valeur de calcul maximale du moment de flexion $M_{y,Ed}$ que peut reprendre le poteau s'il est soumis simultanément à un effort normal de compression centré dont la valeur de calcul vaut : $N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$

On admet que le poteau est tenu latéralement selon l'axe Z (axe faible) ce qui exclut le flambage selon cette axe.

1. Caractéristiques de la section par rapport à l'axe fort Y :

$$I_{aY} = 25.1 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sY} = I_{sZ} = 2 \times 3 \times \frac{\pi (20 \text{ mm})^2}{4} (160 \text{ mm} - 40 \text{ mm})^2 = 27.1 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_{cY} = \frac{bh^3}{12} - I_{aY} - I_{sY} = \frac{320^4}{12} - 25.1 \times 10^6 \text{ mm}^4 - 27.1 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_{cY} \approx 821.61 \text{ mm}^4$$

2. Charge critique de flambage élastique :

Pour le poteau mixte, la charge critique du flambage élastique selon l'axe Y est définie par les caractéristiques suivantes :

Selon l'axe Y :

$$l_{kY} = l = 4000 \text{ mm}$$

$$E_a = E_s = 210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c \approx \frac{1}{2} E_{cm} = \frac{1}{2} 32.836 \times 10^3 = 16.418 \times 10^3 \text{ N/mm}^2 = 17 \times 10^3 \text{ N/mm}^2 \text{ (avec arrondissement)}$$

$$(EI)_{\text{eff}} = E_a \times I_{aY} + 0.6 \times I_{cY} \times E_c + E_s \times I_{sY}$$

$$= (210 \times 25.1 + 0.6 \times 17 \times 821.61 + 210 \times 27.1) \times 10^9$$

$$= 19342.5 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$N_{crY} = \frac{\pi^2 (EI)_{\text{eff}}}{l_{kZ}^2} = \frac{\pi^2 19342.5 \times 10^9}{4000^2} = 11919 \times 10^3 \text{ kN}$$

3. Résistance au flambage:

L'effort normal résistant plastique ainsi que sa valeur de calcul valent :

$$N_{pl} = 4752 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 3681 \text{ kN}$$

La courbe de flambage de la section mixte est celle qui correspond au profilé métallique, à savoir la courbe 'b' pour le flambage selon l'axe fort d'un profilé HEA180

La résistance ultime au flambage est tenue en utilisant successivement :

$$\bar{\lambda}_{Ky} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr y}}} = \sqrt{\frac{4752}{11919}} = 0.63 \leq 2.0$$

D'où :

$\chi_z = 0.83$ avec la courbe de flambage 'b'

$$N_{ky,Rd} = \chi_{ky} \times N_{pl,Rd} = 0.83 \times 3681 = 3055.53 \text{ kN}$$

Cette application montre que la résistance au flambage de ce poteau est suffisante :

$$N_{Ed} = 2500 \text{ kN} \quad N_{ky,Rd} = 3055.53 \text{ kN}$$

1. Moment de flexion pouvant être repris:

➤ **Le point A :** correspond à la résistance à l'effort normal axial de compression

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

$$N_A = N_{pl,Rd} = 3681 \text{ kN}$$

➤ **Le point D :** correspond au moment résistant maximum

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} A_c 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$N_{pm,Rd}$: Résistance à la compression de la totalité du béton

$$M_D = M_{max,Rd} = M_{pl,Rd} + M_{n,Rd}$$

$$\text{Avec : } M_{max,Rd} = (W_{pa}) f_{yd} + (W_{pc}) \frac{1}{2} f_{cd} + (W_{ps}) f_{sd}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} = \frac{235}{1.1} = 213.64 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ N/mm}^2$$

- **Calcul du modules de résistance plastique pour l'acier de construction : (W_{pa})**

$$W_{pa} = \frac{(h - 2t_f)^2 t_w}{4} + b \times t_f (h - t_f)$$

$$= \frac{(171 - 2 \times 9.5)^2 \times 6}{4} + 180 \times 9.5 (171 - 9.5)$$

$$W_{pa} = 310821 \text{ mm}^3$$

- **Calcul du modules de résistance plastique pour les armatures : (W_{ps})**

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} |e_{zi}|$$

La section d'acier pour une seule barre :

$$A_{s,1} \approx 3.14 \text{ cm}^2 = 314 \text{ mm}^2$$

$$e_i = 320 / 2 - 20 - 10 = 120 \text{ mm}$$

$$W_{ps} = (314 \times 120) \times 6$$

$$W_{ps} = 226080 \text{ mm}^3$$

- **Calcul du modules de résistance plastique pour la partie de béton : (W_{pc})**

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$= \frac{320 \times 320^2}{4} - 310821 - 226080$$

$$W_{pc} = 7655099 \text{ mm}^3$$

- **Résistance à la flexion au point D :**

$$M_{\max.Rd} = (310821) \times 213.64 + \frac{1}{2}(7655099) \times 17 + (226080) \times 434.78$$

$$= 66402668.18 + 65068341.5 + 98295652.17$$

$$M_{\max.Rd} = 229766661.9 \text{ N.mm}$$

$$M_{n.Rd} = (W_{pan})f_{yd} + (W_{pcn})\frac{1}{2}f_{cd} + (W_{psn})f_{sd}$$

- **Calcul de la position de l'axe neutre (h_n) :** Axes neutre dans l'âme

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

- **Calcul de la résistance à la compression de la totalité du béton :**

$$N_{pm.Rd} = A_c f_{cd} = 95360 \times 17$$

$$N_{pm.Rd} = 1621120 \text{ N}$$

Aire des barres comprises à l'intérieur de la zone $2h_n$

$$A_{sn} = 2 \times 314 = 628 \text{ mm}^2 \text{ (sachant que } A_{sn} \text{ pour une seule barre est de } 314 \text{ mm}^2\text{)}$$

$$h_n = \frac{1621120 - 628 \times (2 \times 434.78 - 17)}{2 \times 320 \times 17 + 2 \times (2 \times 213.64 - 17)} = \frac{1085709.04}{15803.36}$$

$$h_n = 68.7 \text{ mm}$$

- **Calcul du modules de résistance plastique pour l'acier de construction dans la zone $2h_n$: (W_{pan})**

$$W_{pan} = t_w \times h_n^2 = 6 \times 68.7^2$$

$$W_{pan} = 28318.14 \text{ mm}^3$$

- Calcul du module de résistance plastique pour les armatures dans la zone $2h_n$

: (W_{psn})

$$W_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} |e_{zi}|$$

$$W_{psn} = 2 \times 314 \times 0 = 0$$

$$W_{psn} = 0$$

- Calcul du modules de résistance plastique pour la partie de béton dans la région $2h_n$: (W_{pcn})

$$W_{pc} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$$

$$W_{pc} = 320 \times 68.7^2 - 28318.14 - 0$$

$$W_{pc} = 1481982.66 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} M_{n.Rd} &= (W_{pan}) f_{yd} + (W_{pcn}) \frac{1}{2} f_{cd} + (W_{psn}) f_{sd} \\ &= 28318.14 \times 213.64 + \frac{1}{2} (1481982.66 \times 17) + 0 \\ &= 18646740.04 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd}$$

$$M_{pl.Rd} = 229766661.9 \text{ N.mm} - 18646740.04 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 211119921.9 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 211 \text{ kN.m}$$

$$N_{pm.Rd} = 1621120 \text{ N}$$

$$N_{pm.Rd} = 1621.1 \text{ kN}$$

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm.Rd} = 1621120 / 2 = 810560 = 810.6 \text{ kN}$$

$$N_D = 810.6 \text{ kN}$$

- **Le point B** : correspond à la résistance au moment de flexion.

$$N_B = 0 \quad \text{et} \quad M_B = M_{pl.Rd}$$

$$M_{pl.Rd} = (W_{pa} - W_{pan}) \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + (W_{pc} - W_{pcn}) \frac{\alpha f_{ck}}{2\gamma_c} + (W_{ps} - W_{psn}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$M_B = M_{pl.Rd} = 211.1 \text{ kN.m}$$

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

$$N_C = N_{pm.Rd} = \frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 1621120 \text{ N} = 1621.12 \text{ kN}$$

$$\text{et} \quad M_C = M_{pl.Rd} = 211.1 \text{ kN.m}$$

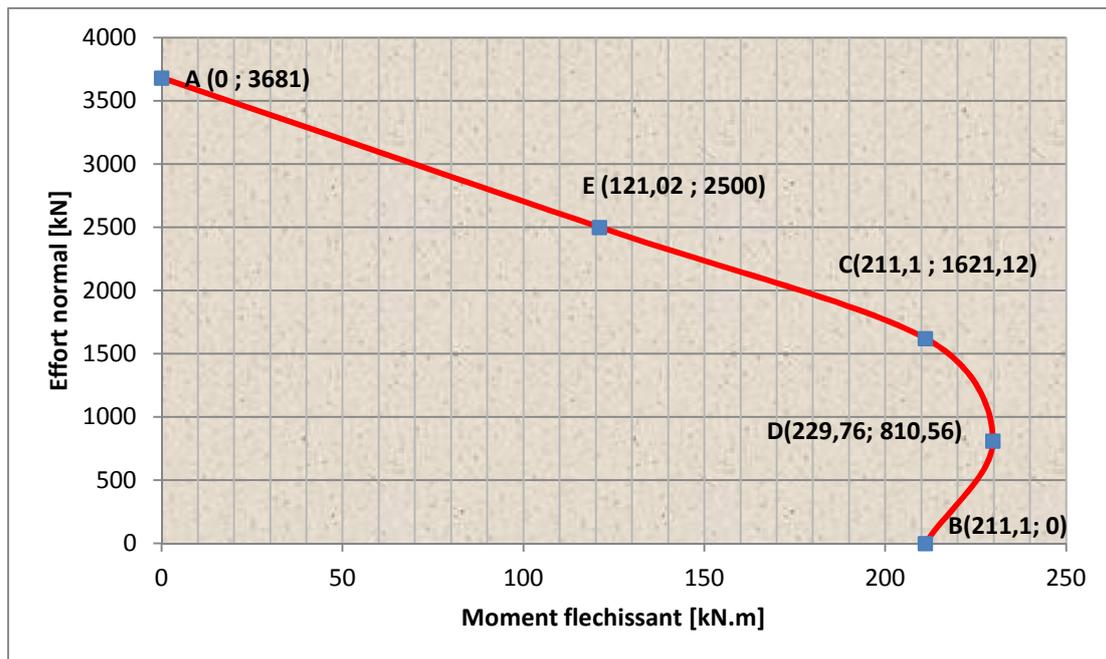


Figure 1 : courbe d'interaction M-N de la section examinée

- **Valeur de calcul du moment qui peut être repris sous un effort normal de 2500 kN :**

$$M_{pl.N.Rd} = 211.1 \times \frac{3681 - 2500}{3681 - 1621.1}$$

$$M_{pl.N.Rd} = 121.02 \text{ kN}$$

En utilisant la vérification à satisfaire, on trouve que le moment qui peut être repris vaut:

$$M_{y.Ed} = 0.9 M_{pl.N.Rd} = 0.9 \times 121.02$$

$$M_{y.Ed} = 108.91 \text{ kN.m}$$

Pour que la vérification de la sécurité structurale soit complète, il serait encore nécessaire de contrôler la résistance à l'effort tranchant, le voilement local ainsi que l'introduction des forces aux extrémités du poteau

B. Calcul de la capacité portante du profilé métallique :

Dans cette étape nous allons calculer la capacité portante du profilé métallique que contiens le poteau mixte HEA180

On tire des tableaux des profils :

HEA180

$$h = 171 \text{ mm} \qquad i_y = 7.45 \times 10 \text{ mm}$$

$$b = 180 \text{ mm} \qquad i_z = 4.52 \times 10 \text{ mm}$$

$$t_f = 15.5 \text{ mm} \qquad r = 15 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm} \qquad A = 45.3 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

- **Classe de la section d'acier:**

1) Classe de l'Âme :

$$C = h - 2t_f - 2r$$

$$= 171 - 2 \times 9.5 - 2 \times 15$$

$$C = 122$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{122}{6} = 20.33 < 33\varepsilon = 33$$

- L'âme est de classe 1.

2) Classe de la semelle :

$$C = \frac{b - t_w}{2} - r$$

$$= \frac{180 - 6}{2} - 15 = 72$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{72}{9.5} = 7.47 < 9\varepsilon = 9$$

- Semelle de classe 1

D'après 1 et 2 la section HEA180 est de classe 1.

$$i_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{7.45} = 53.7$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{53.7}{93.9} = 0.57$$

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0.95 < 1.2$$

$$t_f = 9.5 < 100\text{mm}$$

- y-y : courbe de flambement b ($\alpha = 0.34$)

$$t_{min} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_{max}^2]^{0.5}}$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{max} - 0.2) + \bar{\lambda}_{max}^2]$$

$$\varphi = 0.5 [1 + 0.34(0.57 - 0.2) + 0.57^2]$$

$$\varphi = 0.7253$$

$$\lambda_{max} = \bar{\lambda}_y = 0.57$$

$$t_{min} = \frac{1}{0.7253 + [0.7253^2 - 0.57^2]^{0.5}}$$

$$t_{min} = 0.8519$$

$$N_{Ed} \quad N_{b,Rd} = t_{min} \times S'_A \times A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad S'_A = 1$$

$$N_{b,Rd} = 0.8519 \times 1 \times 4530 \times \frac{235}{1.1}$$

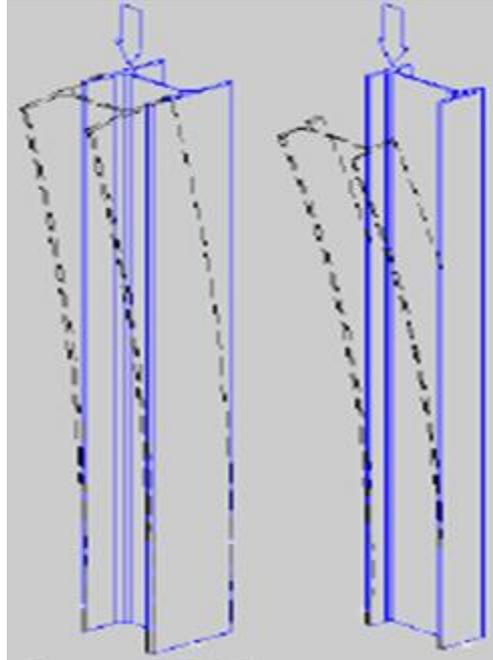
$$N_{b,Rd} = 824445.6 \text{ N}$$

$$N_{b,Rd} = 824.44 \text{ kN} < N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$$

Donc le profilé tout seul ne peut pas résister à l'effort normal qu'on veut appliquer.

C. Dimensionnement d'un poteau métallique :

Dans cette étape nous allons calculer l'aire du profilé qui pourra supporter la charge qu'on a appliqué sur le poteau mixte $N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$



$$N_{Ed} - N_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_a}$$

$$A = \frac{\gamma_a \times N_{Ed}}{f_y} = \frac{1.1 \times 2500 \times 10^3}{235}$$

$$A = 117.02 \hat{=} 10^2 \text{ mm}^2$$

Après quelques tâtonnements successifs le choix arête étant HEA 400

On tire des tableaux des profiles :

HEA 400

$$h = 390 \text{ mm} \quad i_y = 16.84 \times 10 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm} \quad i_z = 7.34 \times 10 \text{ mm}$$

$$t_f = 19 \text{ mm} \quad r = 27 \text{ mm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm} \quad A = 159.0 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

Classe de la section d'acier :

3) Classe de l'Âme :

$$C = h - 2t_f - 2 \times r$$

$$= 390 - 2 \times 19 - 2 \times 27$$

$$C = 298$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{298}{19} = 15.8 < 33\varepsilon = 33$$

- L'âme est de classe 1.

4) Classe de la semelle :

$$C = \frac{b - t_w}{2} - r$$

$$= \frac{300 - 11}{2} - 27 = 117.5$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{117.5}{19} = 6.18 < 9\varepsilon = 9$$

- Semelle de classe 1

D'après 1 et 2 la section HEA400 est de classe 1.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{16.84} = 23.75$$

$$\lambda_{y1} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{23.75}{93.9} = 0.25$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{400}{7.34} = 54.49$$

$$\lambda_{z1} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{54.49}{93.9} = 0.58$$

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 < 1.2$$

$$t_f = 19 < 100\text{mm}$$

- y-y : courbe de flambement b
- z-z : courbe de flambement c ($\alpha = 0.49$)

$$t_{min} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_{max}^2]^{0.5}}$$

$$\lambda_{max} = \bar{\lambda}_z = 0.58$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{max} - 0.2) + \bar{\lambda}_{max}^2]$$

$$\varphi = 0.5 [1 + 0.49(0.58 - 0.2) + 0.58^2]$$

$$\varphi = 0.761$$

$$t_{min} = \frac{1}{0.761 + [0.761^2 - 0.58^2]^{0.5}}$$

$$t_{min} = 0.797$$

$$N_{Ed} \quad N_{b,Rd} = t_{min} \times S'_A \times A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$S'_A = 1$$

$$N_{b,Rd} = 0.797 \times 1 \times 159 \times 10^2 \frac{235}{1.1}$$

$$N_{b,Rd} = 2707264 \text{ N}$$

$$N_{b,Rd} = 2707.264 \text{ kN} > N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$$

La résistance de la section au flambement est plus élevée que l'effort normal que nous voulons appliquer, donc la section qu'on a choisie HEA 400 peut reprendre ce dernier ($N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$)

D. Calcul de la capacité portante d'un poteau en béton armé :

VII.1 Exemple de calcul :

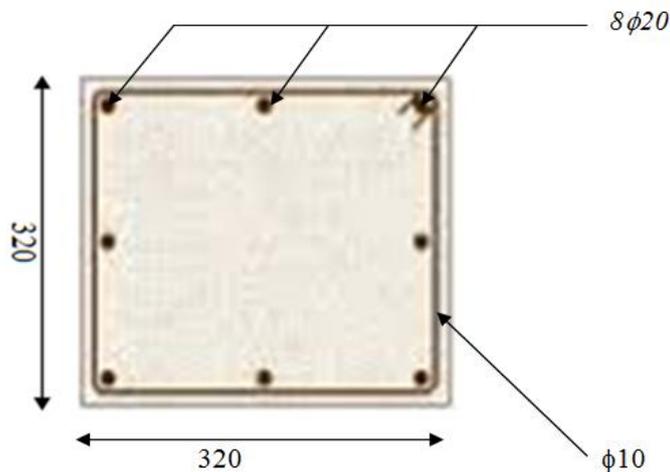
Soit le poteau représenté si dessous :

$$a = b = 320 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \phi 10$$

$$A_{sc} = 8\phi 20$$

Béton : C30/37



❖ Déterminer la valeur maximale de la force normale de compression centrée qui peut être supportée par ce poteau en béton armé tel que présenté si dessus ; sachant que ce dernier est encastré à la base et libre l'autre.

1. La longueur de flambement d'un poteau encastré à une extrémité et libre à l'autre est :

$$l_f = 0.707 l_0$$

Si on prend :

$$l_0 = l = 4 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } l_f = 0.707 * 4 = 2.828 \text{ m}$$

$$B = 32 * 32 = 1024 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 8\phi 20$$

$$A_{st} = \phi 10$$

Béton de classe C30/37

A. Contrôle des armatures :

1- Armatures longitudinales :

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{8(a+b)}{100} = \frac{8(32+32)}{100} = 5.12 \\ 0.2\% B = 0.002 * 32^2 = 2.048 \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 5.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc}^{max} = 5\% B = \frac{5 * 32^2}{100} = 51.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 8\phi 20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

On demande la capacité portante du poteau c'est-à-dire : $N_{max} = ??$

$$A_{min} \leq A_{sc} < A_{max}$$

$$5.12 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2 < 51.2 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Écartement :

$$w_t \geq \frac{w_{lmax}}{3} = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ mm}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la section est correct.

B. Calcul de la capacité portante :

1. À l'ELU de résistance :

$$N_u = B * f_{bc} + A_{sc} * f_{sc}$$

Pour: $f_{eE400} \implies f_{bc} = 14.2$

$$f_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 32^2 * 1.42 + 25.13 * 34.8$$

$$N_u = 2328.6 \text{ kN}$$

2. À l'ELU de stabilité de forme :

$$N_u = \alpha \left(\frac{\beta_r * f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_{sc} * \sigma_{sc} \right)$$

$$\alpha = f(\lambda)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$$

$$I_{min} = \frac{b^3 h}{12} = \frac{32^4}{12} = 87381.33 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{87381.33}{32}} = 9.23 \text{ cm} \implies \lambda = \frac{282.8}{9.23} = 30.68$$

$$\text{si : } \lambda < 50 \implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{30.68}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.736$$

$$B_r = (32 - 2) \times (32 - 2) = 900 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures qui interviennent dans la résistance à la stabilité de forme :

Si : $\lambda < 35$ \implies tous les aciers sont à prendre en considération dans notre cas : $\lambda = 30.68 < 35 \implies$ OK

$$A_{sc} = 8\phi 20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \alpha \left(\frac{\beta_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_{sc} \times \sigma_{st} \right)$$

$$\hat{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$N_u = 0.736 \left(\frac{30^2 \times 3.7}{0.9 \times 1.5} + 25.13 \hat{\sigma}_{st} \right)$$

$$N_u = 2459.12 \text{ kN}$$

3. À L'ELS :

$$N_s = \hat{\sigma}_{bc} (B + n \hat{A}_{sc})$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \hat{\sigma}_{bc} = 37$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 22.2 \text{ MPa}$$

$$N_s = 2.22 (32 \hat{\sigma}_{bc} + 15 \hat{A}_{sc})$$

$$= 3110.109 \text{ kN}$$

Conclusion :

La capacité portante est le minimum des efforts trouvés à l'ELS ; à l'ELU de résistance et à l'ELU de stabilité de forme autrement dit :

$$N_{max} = \min (N^{ELUr} ; N^{ELUsf} ; N^{ELS})$$

$$N_{max} = \min (2328.6 \text{ kN} ; 2459.12 \text{ kN} ; 3110.109 \text{ kN})$$

$$N_{max} = 2328.6 \text{ kN}$$

Donc la valeur de N_{max} est la valeur de l'effort que peut supporter notre poteau autrement dit la capacité portante de notre poteau est de **2328.6 kN**

Chapitre VII :

COMPARAISON

VII.1 Comparaison :

(1). Critère de capacité portante :

- Profilé métallique : $N_{b,Rd} = 824.44 \text{ kN} < N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$

Donc le profilé métallique tout seul ne peut pas résister à l'effort normal qu'on veut appliquer

- Poteau en béton armé : $N_{max} = 2328.6 \text{ kN} < N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$

Donc la valeur de N_{max} est la valeur de l'effort que peut supporter notre poteau autrement dit la capacité portante de notre poteau est de **2328.6 kN**

- Poteau mixte : $N_{Ed} = 2500 \text{ kN} \leq N_{ky,Rd} = 3055.53 \text{ kN}$

Nous avons calculé la capacité portante du poteau mixte ainsi que la capacité portante des poteaux métallique et béton armé chacun de son côté et d'après les résultats des calculs que nous avons cités ci-dessus on a pu tirer une conclusion :

Ni le poteau métallique ni le poteau en béton armé ne peuvent résister à l'effort normal que l'on veut appliquer $N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$

(2). Critère de résistance :

Le poteau en béton armé résiste en compression et le poteau en profilé métallique résiste en flexion et lorsqu'on associe les deux matériaux nous allons obtenir un matériau à la fois résistant à la flexion et à la compression (le poteau mixte).

(3). Critère d'entretien :

L'utilisation de profilés métalliques sans enrobage de béton exige un suivi d'entretien régulier en vue de prévenir contre la corrosion (rouille), ce qui n'est pas nécessaire avec l'enrobage en béton.

Contrairement aux poteaux métalliques les poteaux en béton armé présentent une isolation thermique et phonique et si on les unit nous obtiendrons un matériau beaucoup plus performant.

(4). Critère d'instabilité globale :

Le poteau métallique est sujet au voilement des parois verticales, Le poteau en béton armé résiste mal à la flexion par contre le poteau mixte résiste plus ou moins au voilement car le béton empêche le profilé métallique de se déformer localement.

VII.2 Avantage de la construction mixte :

- une section transversale de faibles dimensions extérieures peut reprendre des charges très élevées.
- gain de temps et de coût appréciable lors du montage.
- résistances plus élevées.
- l'acier, en confinant le béton, assure un rôle de frettage qui provoque une augmentation de la charge portante globale.
- protection contre l'incendie sans exiger de mesures complémentaires.
- Dans les sections partiellement enrobées, après bétonnage, des faces d'acier restent apparentes peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage de poutres.
- résistance à la traction.
- résistance à la compression.
- La masse thermique du béton permet de faire des économies d'énergie. Dans certaines conditions climatiques, les coûts de climatisation sont réduits.
- Plus longues portées
- Dalles mixtes plus minces
- Colonnes mixtes plus élancées
- Plus de possibilités dans la conception

VII.3 Tableau comparatif des trois types de poteau :

Caractéristiques	Poteaux métalliques	Poteaux en béton armé	Poteaux mixtes
Forte Résistance en compression	<i>Non</i>	<i>Oui</i>	<i>Oui</i>
Forte Résistance en flexion	<i>Oui</i>	<i>Non</i>	<i>Oui</i>
Isolation thermique	<i>Non</i>	<i>Oui</i>	<i>Oui</i>
Isolation phonique	<i>Non</i>	<i>Oui</i>	<i>Oui</i>
Revêtement intérieur et extérieur exigé	<i>Oui</i>	<i>Non</i>	<i>Non</i>
Colonnes très élancées	<i>Non</i>	<i>Non</i>	<i>Oui</i>
Grande capacité portante	<i>Non</i>	<i>Non</i>	<i>Oui</i>
Grande précision lors de la construction	<i>Oui</i>	<i>Non</i>	<i>Oui</i>
Facilité et rapidité de construction	<i>Oui</i>	<i>Non</i>	<i>Oui</i>
Produit a la qualité contrôlée	<i>Oui</i>	<i>Non</i>	<i>Oui</i>

CONCLUSION :

A l'issue de notre travail et après une recherche bibliographique et après moult calcul de précisions, en s'appuyant sur des données mathématiques et physiques et en se référant à des codes européens (EC 2, 3,4) on a pu observer que :

Malgré qu'elle présente des inconvénients relatif à la réalisation difficile du mode d'assemblage des éléments mixtes pour assurer la continuité en particulier la disposition des barres d'armatures la construction mixte est devenue un mode de construction privilégié pour les bâtiments , c'est dans ce contexte que nous avons proposé un premier calcul avec un poteau en béton armé et un autre d'un poteau métallique et en dernier lieu un poteau mixte où l'acier et le béton se réunissent afin de tirer le meilleur parti de chaque matériau selon une combinaison économique, esthétique, et structurelle qui répond au mieux aux sollicitations importantes.

Ainsi et à travers la comparaison de ces trois matériaux, on a pu apprécier de près les caractéristiques de la construction mixte et ses nombreux apports dans la réalisation de bâtiments.

D'une manière générale, la construction mixte ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction et elle présente un pas en avant dans la construction moderne avec ses avantages. Cependant, on devra la développer et la renforcer en faisant des études plus approfondies pour lui donner une place importante à côté des constructions traditionnelles et essayer de rassurer ainsi les citoyens pour quelle soit utilisée d'avantage.

CONCLUSION :

A l'issue de notre travail et après une recherche bibliographique et après moult calcul de précisions, en s'appuyant sur des données mathématiques et physiques et en se référant à des codes européens (EC 2, 3,4) on a pu observer que :

Malgré qu'elle présente des inconvénients relatif à la réalisation difficile du mode d'assemblage des éléments mixtes pour assurer la continuité en particulier la disposition des barres d'armatures la construction mixte est devenue un mode de construction privilégié pour les bâtiments , c'est dans ce contexte que nous avons proposé un premier calcul avec un poteau en béton armé et un autre d'un poteau métallique et en dernier lieu un poteau mixte où l'acier et le béton se réunissent afin de tirer le meilleur parti de chaque matériau selon une combinaison économique, esthétique, et structurelle qui répond au mieux aux sollicitations importantes.

Ainsi et à travers la comparaison de ces trois matériaux, on a pu apprécier de près les caractéristiques de la construction mixte et ses nombreux apports dans la réalisation de bâtiments.

D'une manière générale, la construction mixte ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction et elle présente un pas en avant dans la construction moderne avec ses avantages. Cependant, on devra la développer et la renforcer en faisant des études plus approfondies pour lui donner une place importante à côté des constructions traditionnelles et essayer de rassurer ainsi les citoyens pour quelle soit utilisée d'avantage.

ANNOTATIONS :

a : acier de construction

s : armatures transversales

c : béton

i : Rayon de giration d'une section

h : Hauteur

b : largeur

t : épaisseur d'une section

A_{sn} : Aire des barres comprises à l'intérieur de la zone $2h_n$

τ_b : Contrainte agissant sur la section mixte

σ_{ri} : Contrainte résiduelle

A_a : Aire de la section d'acier

A_s : Aire des armatures

A_c : L'aire de la section du béton

f_{sK} : Contrainte d'écoulement dans les armatures

f_{cK} : Résistance en compression du béton

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cm} : Résistance moyenne à la compression du béton.

$E_a ; E_s$: Module d'élasticité pour l'acier des armatures et du profilé.

E_{cm} : Module sécant du béton

E_c : Module d'élasticité du béton sous actions de longue durée

$(EI)_{eff}$: Rigidité élastique réelle de flexions de sections transversales

i : Rayon de giration d'une section

γ_{el} : Coefficient d'équivalence

$\gamma_s ; \gamma_a ; \gamma_{Ma}$: Coefficient partiel de sécurité aux ELU pour l'acier de construction, le béton et l'acier d'armature.

μ : est le rapport des moments résistants obtenu au moyen de la courbe d'interaction.

M_{Sd} : est le moment fléchissant de calcul maximal s'exerçant sur la longueur du poteau

$M_{pl,Rd}$: le moment résistant de flexion.

N_{Sd} : est la valeur de l'effort axial de calcul.

N_{cr} : Charge critique d'Euler

$N_{b,Rd}$: Résistance d'un élément susceptible de flamber par flexion

N_{pl} : Force de plastification

$N_{pl,Rd}$: Résistance plastique en compression

$N_{el,Rd}$: L'effort normal résistant élastique

χ_d : est le paramètre représentant la sollicitation axiale.

I_a : Les moments d'inertie de flexion pour le plan de flexion considéré de l'acier de Construction

I_s : Les moments d'inertie de flexion pour le plan de flexion considéré de l'armature

I_c : Les moments d'inertie de flexion pour le plan de flexion considéré du béton

l_k : Longueur de flambement

$(EI)_{eff}$: La charge critique de flambage élastique

: Élancement d'un élément

λ : Élancement réduit d'un élément

$N_{pm,Rd}$: Résistance à la compression de la totalité du béton

$N_{G,Sd}$: La valeur de calcul de la partie de l'effort normal appliqué

$(EI)_{eff}$: Charge critique de flambage élastique

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- (1). **Jean-Pierre MUZEAU :**
“Construction métallique généralités et modélisation“ : septembre 2010
- (2). **sous la direction de Pierre Bourrier et Jaques Brozzetti :**
“Construction métallique et mixte acier-béton calcul et dimensionnement APK“ :
créé le 30 octobre 1991 à paris.
- (3). **Construction mixte Acier – béton à base de poutrelles laminées**
- (4). **Manfred A.Hirt, Alain Nussbaumer Michel Crisinel et Jean-paul lebet :**
“Construction métallique ; bases de calculs et exemples adaptés aux nouvelles
normes“ Mise en service du livre en 2004
- (5). **René walther et Manfred Miehlsbradt :** “ Traité de génie civil Vol 8
dimensionnement des structures en béton bases et technologie “ : **1990**
- (6). **Manfred A. Hirt et Rolf Bez :** “ Traité de génie civil Vol 10 Notions fondamentales
et méthodes de dimensionnement“ : **2010**
- (7). **Manfred A. Hirt et Michel Crisinel :** “ Traité de génie civil Vol 11 Conception et
dimensionnement des halles et bâtiments“ : **2001**
- (8). **René Maquoi, Rik Debruykere, Jean-François Demonceau et Lincy Pyl :**
Guide de construction métallique construction mixte :
- (9). **FERHOUNE Noureddine :** These de doctorat en génie civil : “étude de
comportement mécanique des poteaux rectangulaire en acier rempli de béton“
- (10). **Melle BELOUNIS Radia :** Ingénieur en génie civil : “Étude de la performance
des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations“
- (11). **Institut HEMES GRAMME Ir. Jacques Dehard professeur :** MA1- cours de
charpentes métallique classification des sections : Deh **2008**
- (12). **Enseignant : Ramzi ZAKHAMA /Cours : Sami MONTASSAR**
“Cours de construction métallique III. Eléments comprimés en construction métallique
(compression centrée) “ : Ecole Nationale d’Ingénieurs de Tunis, **2012-2013**

- (13). **Jean-Pierre MUZEAU** :
“Construction métallique Généralités et Modélisation“ Septembre **2010**
- (14). **Sekkiou soumaya** : mémoire présenté pour l’obtention du diplôme de magister en génie civil : “Etude du comportement des poteaux mixtes (ACIER-BETON) compte tenu d’une exigence au feu“
- (15). **Prof. Mimoune Mostefa** cours : “construction mixte poteaux mixtes acier-béton“
- (16). **Eurocode 3** : “calcul des structures en acier“
- (17). **Eurocode 4** : “conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton“
- (18). **BAEL**

RÉSUMÉ :

En premier lieu nous avons considéré un poteau mixte sollicité par un effort normal, pour lequel on a déterminé les résistances plastique et élastique sous des actions de longue durée, on a aussi déterminé la part de l'effort normal reprise par chaque matériau.

En deuxième lieu on a considéré le même poteau, étant comprimé on a déterminé sa résistance ultime au flambage.

En dernière position nous avons considéré le poteau mixte sollicité par un effort de compression et un moment de flexion, il est question de déterminer la valeur maximale du moment de flexion $M_{y,Ed}$ qu'il peut reprendre connaissant la valeur de l'effort normal de compression (comme exemple on a considéré l'effort normal $N_{Ed} = 2500 \text{ KN}$).

Sous le même effort normal appliqué sur le poteau, on a déterminé la capacité portante du profilé métallique qui est à l'intérieur du poteau mixte par la suite nous avons déterminé la section nécessaire d'un profilé pouvant supporter la résistance ultime au flambage ci-dessus déterminée pour un poteau mixte et ainsi permettre une comparaison.

D'autre part nous avons pris un poteau en béton armé avec les mêmes dimensions que le poteau mixte et nous lui avons calculé sa capacité portante.