

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

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة المسيلة
كلية التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية



Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de :

MASTER

En Génie Civil

Option : Structures

Thème :

Calcul des poutres métalliques selon le règlement Algérien C.C.M.97

Proposé et dirigé par :

Professeur TITOU MESSAOUD

Doctorant GOUFI Abd Elmalik

Présenté :

Mlle AMROUNE Mouna

Année Universitaire : 2017 / 2018

N° d'ordre : GC/...../2018

REMERCIEMENTS

Ce travail à été effectué au département GENIE CIVIL de l'université MOHAMED BOUDIEF M'SILA.

Grâce à dieu, aux personnes qui m'ont soutenu et qui ne sont autre que mes enseignants ce travail a pu avoir le jour.

Comme guise de reconnaissance, j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à mon encadreur Professeur **TITOUM Messaoud**, Professeur à l'université de M'sila pour son aide, ses encouragements et à l'aide précieuse qu'il m'a apporté en faisant profiter largement des ses connaissances. Je ne serais oublier sa constante disponibilité.

Nous remercions, ainsi, les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront pour examiner ce modeste travail.

Nous sommes reconnaissant à notre Institut et à l'ensemble des enseignements qui nos ont formé avec beaucoup de dévouement et de compétence.

Au terme de cette recherche, il m'est très agréable d'exprimer toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail de recherche.

Je tiens à remercier tous ceux qui, d'une manière ou d'autre, ont participé à ma formation et à la réalisation de ce travail.

Enfin, j'adresse un grand merci à toute ma famille qui a toujours été présente lorsque j'en ai eu besoin, en particulier à mon père et à ma mère et, à mes frères et mes sœur.



ملخص

تم تخصيص مشروع نهاية دراستنا لحساب العوارض المعدنية مع الأخذ في الاعتبار التحقق من استقرار الانسكاب الخاص بهم. وضعنا مقدمة لمشكلة انسكاب الحزمة المعدنية ، قدمنا في الفصل الأول تصميم العوارض المعدنية تشكل إطار المباني المعدنية. في الفصل الثاني ، تم شرحه بالتفصيل عن كيفية التحقق من استقرار الانسكاب في العوارض المعدنية وفقاً للائحة الجزائرية CCM97. في الفصل الثالث ، قدمنا مثالا للتطبيق على أبعاد الحزم من مبنى متعدد الطوابق مصنوع من إطار معدني ، تم إجراء حساب الاغراءات من قبل برنامج Robot (الإصدار 2010).

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

Résumé

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

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



Abstract

Our end-of-studies project is devoted to the calculation of metal beams taking into account the verification of their spill stability. An introduction to the problem of metal beam spill, we presented in the first chapter the design of metal beams constituting the framework of metal buildings. In the second chapter, it was explained in detail how to check the spill stability of metal beams according to the Algerian CCM97 regulation. In the third chapter, we gave an example of application on the dimensioning of the beams of a multi-storey building made of metal frame,

the calculation of the solicitations was made by the software Robot (Version 2010).

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

Les mots clés

- Le déversement
- Les poutres métalliques
- le règlement Algérien C.C.M.97



Sommaire

Titre.....	Page
Remerciements.....	I
ملخص.....	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
Les mots clés	V
Sommaire.....	VI
Liste de figures.....	VIII
Liste de tableaux.....	X
Notations.....	XI
Introduction générale	01
1- Généralité	01
2- Problématique	01
3- Objectif	01
4- Contenu du mémoire	02
Chapitre 01 - Conception des poutres métalliques.....	04
1.1- Types de poutres métalliques	04
1.2- Systèmes de poutraison	05
1.2.1- Planchers à un niveau de poutres	05
1.2.2- Planchers à deux niveaux de poutres	06
1.3- Les assemblages	07
1.3.1- Assemblage (solive-poutre)	07
1.3.2- Assemblage (poutre-poteau)	09
1.3.2.1- Assemblages articulés	09
1.3.2.2- Assemblages rigides	10
1.4- Classification des sections transversales	11
1.4.1- Types de parois	11
1.4.2- Classification	12

1.5-	Résistance des sections des poutres métalliques	17
1.5.1-	Moment résistant élastique $M_{el,Rd}$	17
1.5.2-	Moment résistant plastique	18
1.5.3-	Evolution des contraintes dans une section asymétrique	21
1.6-	Vérification des poutres fléchies	21
1.6.1-	Dimensionnement de la section transversale en flexion	21
1.6.2-	Cas d'une section avec trous de fixation	22
1.6.3-	Moment fléchissant et effort tranchant	23
Chapitre 02 - Vérification de la stabilité au déversement des poutres métalliques.....		26
2.1-	Phénomènes d'instabilité des pièces métallique	26
2.2-	Vérification de la stabilité au déversement en flexion simple	27
2.2.1-	Calcul du moment critique élastique de déversement	28
2.2.2-	Cas particuliers du moment critique élastique du déversement	33
2.2.3-	Calcul pratique du déversement	34
2.3-	Vérification de la stabilité au déversement en flexion déviée	35
2.3.1-	Pour les sections de classe 1 et 2	35
2.3.2-	Pour les sections de classe 3	36
2.3.3-	Pour les sections de classe 4	36
2.4-	Disposition constructives pour empêcher le déversement	37
Chapitre 03 – Exemple d'application.....		39
3.1-	INTRODUCTION	39
3.2-	Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples	39
3.2.1-	Prédimensionnement des éléments porteurs	40
3.2.2-	Caractéristiques des matériaux de construction	40
3.2.3-	Données concernant le site	41
3.2.4-	Charges et surcharges agissant sur le bâtiment	41
3.3-	Calcul des sollicitations	43
3.4-	Vérification de la stabilité au déversement	46
3.4.1-	Solives	46
3.4.2-	Poutres principales	49
Conclusion générale et perspectives.....		53
Bibliographie.....		54
Annexes.....		55

Liste de figures

Chapitre 01

Figure 1.1: Types de poutres métalliques.....	05
Figure 1.2: Planchers à un niveau de poutres	06
Figure 1.3: Planchers à deux niveaux de poutres	06
Figure 1.4: Assemblage d'une solive continue sur une poutre principale	07
Figure 1.5: Assemblages des solives articulés aux poutres principales	08
Figure 1.6 : Assemblages (solive-poutre) rigides	09
Figure 1.7 : Assemblages articulés (poutre-poteau)	10
Figure 1.8 : Assemblages rigides (poutre-poteau)	11
Figure 1.9 : Parois internes et parois en console	11
Figure 1.10 : Classification des sections transversales	13
Figure 1.11 : Distribution des contraintes de flexion dans la phase élastique	18
Figure 1.12 : Exemple de l'évolution des déformations dans une poutre	19
Figure 1.13 : Evolution des contraintes de flexion de la phase élastique jusqu'à la phase plastique	19
Figure 1.14 : Evolution des contraintes dans une section asymétrique	21
Figure 1.15 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant.....	23

Chapitre 02

Figure 2.1: Exemples de maintien latéral d'une poutre fléchie	26
Figure 2.2: Déversement d'une poutre console fléchie	27
Figure 2.3: Poutres à extrémités non maintenues latéralement	30
Figure 2.4: Signe de Z_g en fonction du point et du sens d'application de la charge	32
Figure 2.5: Signe de Z_j et Z_s en fonction de la position du centre de gravité	32
Figure 2.6: Exemples de maintien latéral d'une poutre fléchie	37
Figure 2.7: Longueurs de déversement L_{LT} d'une poutre comportant des solives	37

Chapitre 03

Figure 3.1: Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples	39
Figure 3.2: Modélisation du bâtiment par ROBOT	43
Figure 3.3: Diagramme des moments fléchissants sur les solives	44
Figure 3.4: Diagramme des moments fléchissants sur les poutres principales	44

Figure 3.5: Diagramme des efforts tranchants sur les solives	45
Figure 3.6: Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales	45
Figure 3.7 : Diagrammes de $M_{y,sd}$ et de $V_{y,sd}$ sur la solive le plus sollicité	47
Figure 3.8 : Diagrammes de $M_{y,sd}$ et de $V_{y,sd}$ sur la poutre le plus sollicité.....	49

Liste de tableaux

Table 1.1: Types de poutres métalliques.....	04
Table 1.2: Rapports d'élanement maximum pour les parois d'un profil en I ou en H comprimé ou fléchi	13
Table 1.3 : Rapports largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Partie 1)...	14
Table 1.4 : Rapports (largeur/épaisseur) maximaux pour les parois comprimées (Partie 2)...	15
Table 1.5 : Rapports largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Partie 3)...	16
Table 1.6 : Classe des sections en IPE, HEA et HEB.....	17
Table 2.1: Facteur d'imperfection α_{LT} et courbe de flambement.....	28
Table 2.2 : Coefficients C1, C2 et C3 dans le cas de moments d'extrémité.....	29
Table 2.3 : Coefficients C1, C2 et C3 dans le cas de chargement transversal.....	31
Table 2.4 : Calcul de Z_j pour les sections mono-symétriques en I.....	33
Table 3.1 : Valeurs des charges permanentes et d'exploitation de chaque étage.....	42
Tableau 3.2: Sollicitations ($M_{y,sd}$ et V_{sd}) dans la poutre la plus sollicité.....	49



Notations

A :..

A : Section brute d'une pièce.

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

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

A_v : Aire de cisaillement.

A_f : la section brute de la semelle tendue

B :

β : Paramètre de transformation.

b : La largeur de la section de la poutre métallique.

D :.

d : La hauteur de l'âme de la poutre.

E :

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

E_b : Module d'élasticité ($E_b = 32000 \text{ N/mm}^2$).

F :

f (ou δ) : Flèche d'une poutre.

f_y : Limite d'élasticité d'un acier.

f_{ck} : La résistance caractéristique à la compression

f_{tk} : Résistance caractéristique à la traction.

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce.

G :

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 80770\text{Mpa}$).

H :

h : La hauteur de la section de la poutre.

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

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

h_s : distance entre les centres de cisaillement des semelles.

h_L : la hauteur des bords tombés.

I :

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

I_w : Facteur de gauchissement d'une section.

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

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal.

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal.

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

K :

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

L :

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

M :

M_{sd} : Moment sollicitant, en général.

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

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

$M_{el,Rd}$: Moment résistance élastique.

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

$M_{pl,Rd}$: Moment résistance plastique.

M_{Rd} : Moment résistant.

M_u : Moment ultime.

M_s : le moment statique des deux moitiés de la section rectangulaire

$M_{f,Rd}$: le moment résistant plastique des semelles seules.

N :

N : Effort normal, en général..

N_u : Effort normal ultime.

R :

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

T :

t_w : Épaisseur d'une âme de poutre.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

V :

V : Effort tranchant sollicitant.

V_{pl} : Effort tranchant de plastification.

V_u : Effort tranchant ultime.

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

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

W :

W_{eff} : Module de résistance efficace.

W_{el} : Module de résistance élastique.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

D'autres caractères

σ (*sigma*) : Contrainte normale

σ_e : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

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

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

ε (*epsilon*) : Déformation linéaire unitaire.

ε_y : Déformation correspondant à la limite d'élasticité f_y .

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

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

η (*eta*) : Facteur de distribution de rigidité (flambement)

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

λ_K : Elancement eulérien

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

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

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

μ (*mu*) : Coefficient de frottement

μ : Coefficient d'éloignement de l'état critique

ρ (*rho*) : Rendement d'une section

x_{LT} : Coefficient de réduction de déversement.

α_{LT} : Facteur d'imperfection.

γ (gamma) : Coefficient partiel de sécurité

Ψ : Coefficient d'adaptation plastique.

α_{LT} : Facteur d'imperfection

θ (theta) : Angle en général.

C_1 , C_2 et C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

1- Généralité

Le CCM97 [3] est le règlement technique Algérien qui vient substituer le CM66 [4] pour le calcul des constructions métalliques. Ce règlement est inspiré du règlement Européen unifié Eurocode3 [6] et il respecte les recommandations spéciales pour le pays Algérien dans le domaine Parasismique RPA99 [11] et le domaine d'évaluation des surcharges climatiques de Neige et Vent, RNVA99 [10].

2- Problématique

Le CCM97 [3] est un règlement très novateur, qui fixe des règles très pertinentes, et qui propose diverses alternatives de dimensionnement à l'ingénieur (calculs en élasticité ou en plasticité, calculs selon des analyses au premier ou au second ordre). Ces calculs sont basés sur le principe de sécurité semi-probabiliste qui conduit à une formulation plus précise des expressions de résistance, de rigidité et de stabilité. En revanche, le règlement Algérien CCM97 [3] est un document peu clair et les formules sont disposées d'indices difficilement compréhensibles. C'est un code trop théorique sans applications numériques.

3- Objectif

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

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

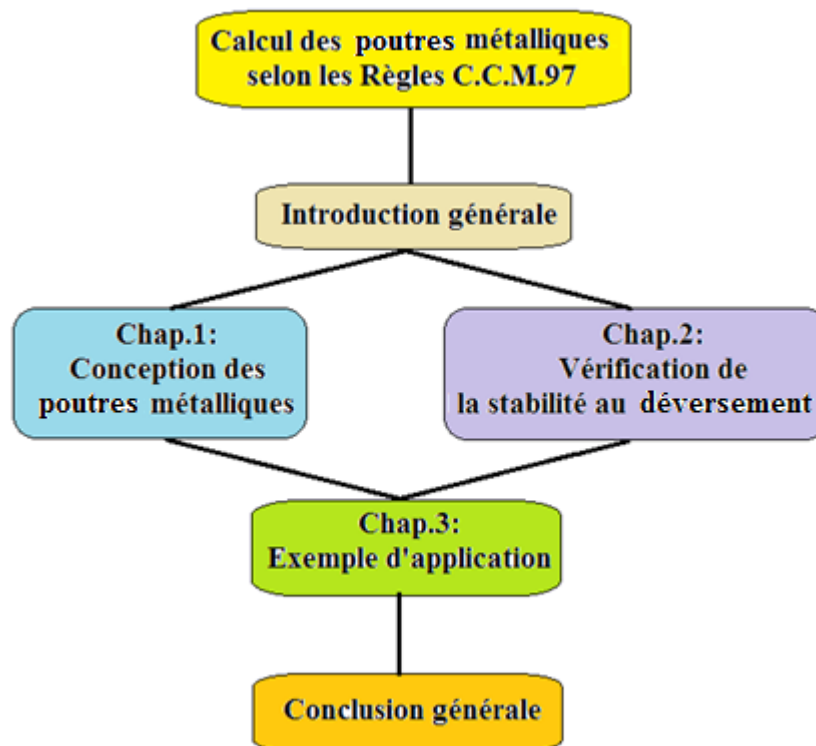
L'étude des phénomènes d'instabilité est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grand élancement.



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

4- Contenu du mémoire

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



Plan de travail

CHAPITRE 01

Conception des poutres métalliques

Chapitre 1: Conception des poutres métalliques

1.1- Types de poutres métalliques

Les poutres sont des éléments structuraux qui forment avec les poteaux l'ossature des bâtiments métalliques. Ils sont chargés de transférer aux poteaux les efforts provenant des actions agissant sur les dalles en béton. Ils sont essentiellement fléchies sous l'action des charges transversales. Parfois ils peuvent être sollicités en flexion déviée.

Les poutres fléchies sont les éléments les plus fondamentaux et les plus courants en construction métallique. Toute une variété de formes de profilés et de type de poutres peut être utilisée selon la portée de l'élément et l'importance de son chargement. Le Tableau suivant (Tableau 1.1) reprend une brève description des différents types de poutres pour diverses applications [8]

Tableau 1.1: Types de poutres métalliques

Type de poutre	Portées (m)	Applications
1. Cornières	1 - 4	utilisées pour les linteaux, les supports de parement, les lisses de bardage...etc., lorsqu'il s'agit de ne soutenir que des charges légères.
2. Profils formés à froid	1 - 10	utilisés pour les pannes de toiture, les lisses de façades, les petites charpentes... etc., lorsqu'il s'agit de ne soutenir que des charges modérées.
3. Profils laminés Ex. : IPE, UPN, HE,	1 - 35	type de profilé le plus fréquemment utilisé, dont les proportions ont été choisies pour éliminer divers types de ruine ; en général, raidissage d'âme non nécessaire.
4. Poutres en treillis	15 - 100	réalisées au moyen de cornières, de profils laminés ou de tubes utilisés comme membrures et diagonales, résistance bien adaptée aux sollicitations; utilisées pour leur légèreté.
5. Poutres ajourées	6 - 35	utilisées pour les longues travées et/ou les charges modérées bien réparties ; hauteur augmentée par rapport aux profils laminés de base ; les ouvertures de l'âme peuvent être utilisées pour le passage des équipements, ... etc.
6. Profils composés Ex. : IPE + UPN ou munis de plats «renforts»	5 - 25	utilisés lorsqu'un profil laminé unique n'offre pas une capacité suffisante; renforts souvent disposés de sorte à offrir une meilleure résistance à la flexion verticale mais souvent aussi horizontale.
7. Poutres reconstituées soudées (PRS)	10 - 100	fabriquées en assemblant des tôles ou plats par soudage, parfois automatiquement; hauteur d'âme jusqu'à 3 - 4m et possibilité d'inertie variable ; raidissage nécessaire pour les grandes hauteurs.
8. Poutres en caisson	15 - 200	fabriquées à partir de tôles ou plats de manière à obtenir des sections fermées uni- ou multicellulaire ; raidies en cas de grandes dimensions; utilisées en raison de leurs bonnes caractéristiques de rigidités transversale et de torsion.

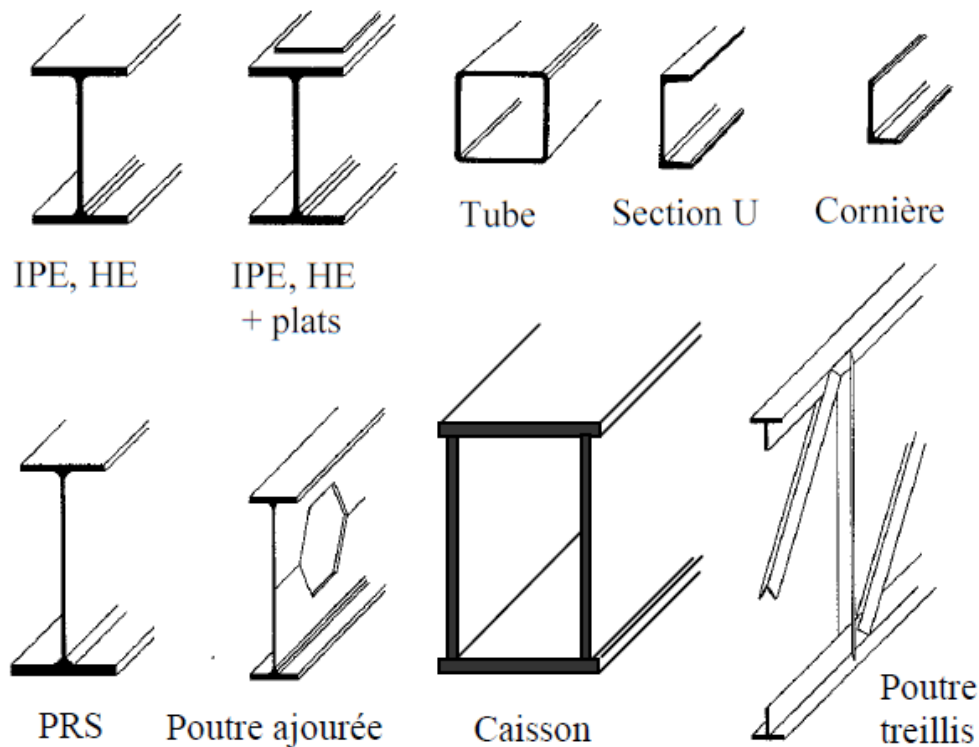


Figure 1.1. Types de poutres métalliques

1.2- Systèmes de poutraison

La poutraison est un réseau de poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau, le plus souvent orthogonal, est constitué des *solives*, en général parallèles entre elles, qui reçoivent directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux *poutres* perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux. La conception de la poutraison détermine la disposition et l'espacement entre les éléments fléchis en fonction de la position des poteaux. Elle permet ainsi de définir les types les plus courants de planchers à poutres métalliques [7].

1.2.1- Planchers à un niveau de poutres

La dalle s'appuie sur des solives qui sont toutes disposées dans la même direction et qui prennent appui directement sur les poteaux (Figure 1.2(a)). Les poteaux sont espacés dans la direction des solives et rapprochés dans l'autre direction (Figure 1.2(b)). Cette forme de construction convient aux bâtiments allongés de largeur limitée avec poteaux extérieurs. Des bâtiments de plus de deux rangées de poteaux peuvent aussi être réalisés selon ce système, les rangées de poteaux intérieurs peuvent alors être placées dans les cloisons des couloirs (Figure 1.2(c)).

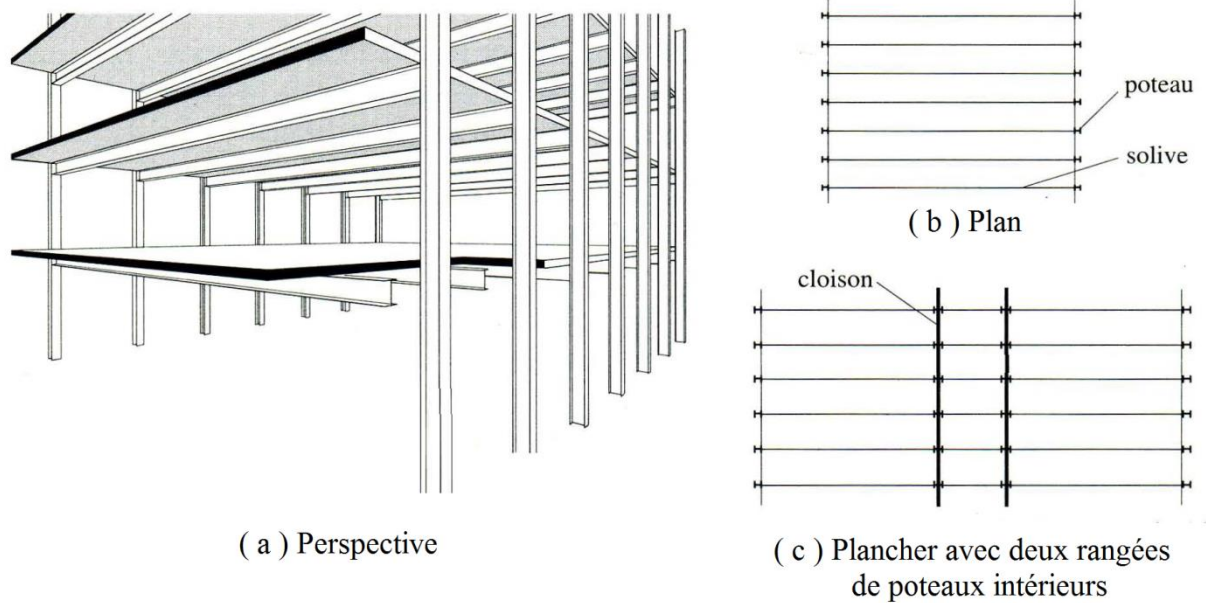


Figure 1.2. Planchers à un niveau de poutres

1.2.2- Planchers à deux niveaux de poutres

Pour éviter les rangées serrées de poteaux situés en façade ou dans les cloisons intérieures, il faut augmenter l'espacement des poteaux dans le sens longitudinal du bâtiment. Les solives doivent alors être reprises par des poutres principales qui leur sont perpendiculaires (Figure 1.3(a)). Ce type de poutraison permet de réaliser des grands espacements de poteaux dans les deux directions du plan, comme dans l'exemple de la Figure 1.3(b). La trame n'est pas obligatoirement régulière, ce qui laisse une grande liberté d'aménagement (Figure 1.3(c)). Concernant les poteaux, une combinaison des deux systèmes précédents conduit souvent à des solutions intéressantes.

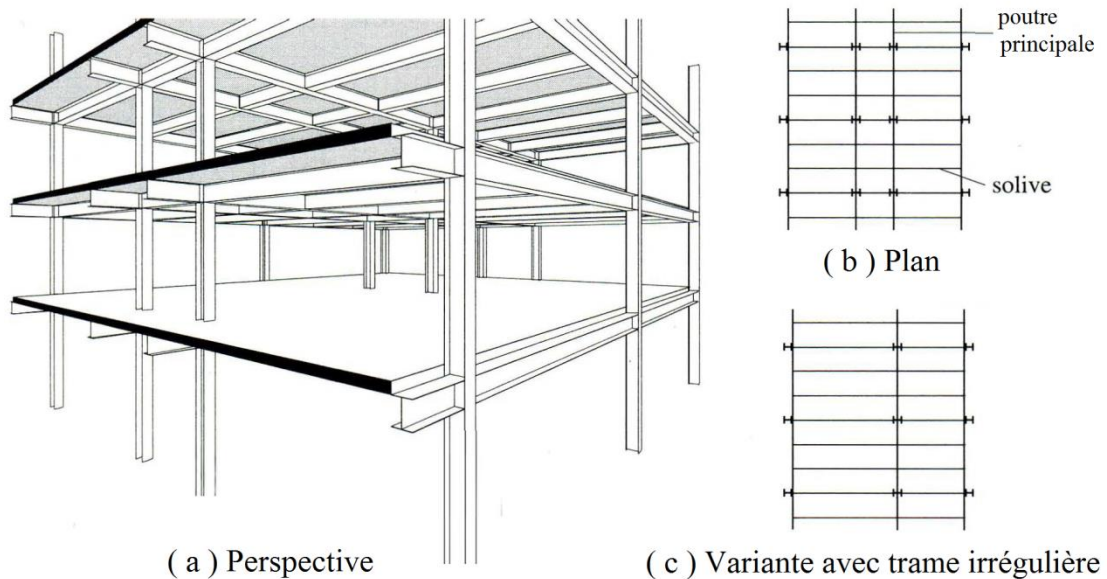


Figure 1.3. Planchers à deux niveaux de poutres

1.3- Les assemblages

1.3.1- Assemblage (solive-poutre)

Deux possibilités se présentent pour la liaison entre solives et poutres principales, selon leur niveau respectif :

- Lorsque les poutres ne sont pas situées dans le même plan horizontal, les solives sont en général continues et reposent sur la face supérieure des poutres (Figure 1.4). Ce type d'assemblage, très économique, se fait par boulonnage des semelles inférieures pour éviter le glissement et le soulèvement éventuel. Si nécessaire, on place des raidisseurs pour l'introduction des forces concentrées [9].

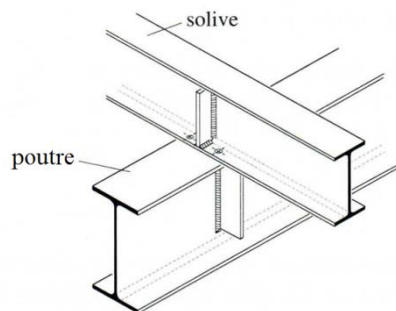


Figure 1.4. Assemblage d'une solive continue sur une poutre principale

- Lorsque les poutres sont situées dans un même plan, l'assemblage des solives contre les poutres peut être conçu articulé ou rigide. En cas d'articulation, les solives sont isostatiques et l'assemblage doit transmettre la réaction d'appui de la solive dans la poutre. Le type d'assemblage dépend des niveaux supérieurs des semelles et de la hauteur respective des poutres. Si la solive est moins haute que la poutre et si les semelles supérieures ne sont pas au même niveau, la solive peut être enfilée entre les semelles de la poutre jusqu'à l'âme et fixée par exemple sur un gousset soudé (Figure 1.5(a)) ou par double cornière. Si les semelles sont au même niveau, il faut par exemple échancrer la solive; la figure 1.5(b) montre une telle solution avec fixation sur l'âme de la poutre par double cornière. Le montage de ces deux variantes peut présenter, dans des cas très particuliers, quelques difficultés lorsqu'il faut enfiler les solives entre les poutres. On préférera alors peut-être la solution de la figure 1.5(c), dans laquelle les solives sont fixées sur la poutre à l'aide de raidisseurs et de couvre-joints. Cette solution est toutefois nettement moins économique que les deux précédentes.

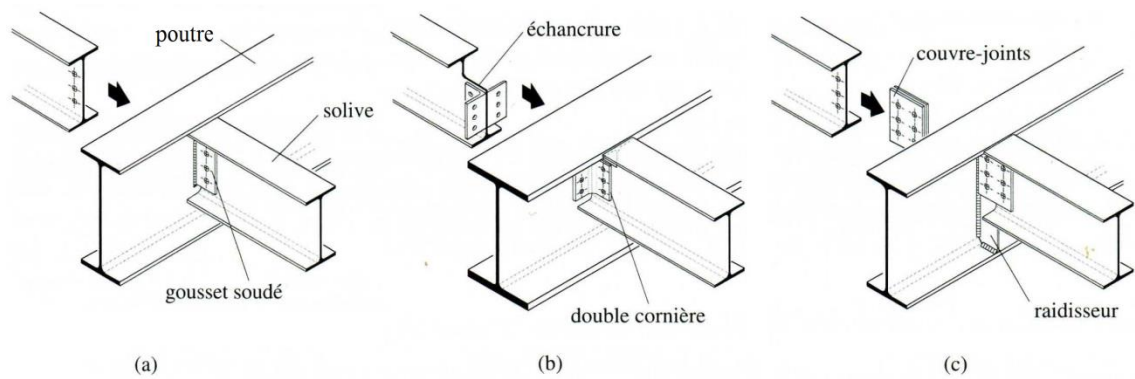


Figure 1.5. Assemblages des solives articulés aux poutres principales

En cas d'assemblage rigide, les solives sont considérées comme continues. L'assemblage doit donc transmettre, en plus de l'effort tranchant, un moment de flexion. Un tel assemblage peut être réalisé par boulonnage avec plaque frontale et fourrures directement sur l'âme si les semelles ne sont pas au même niveau (Figure 1.6(a)) ou entièrement soudé en cas de poutres de même hauteur par exemple (Figure 1.6(b)). Cette dernière solution est toutefois exceptionnelle.

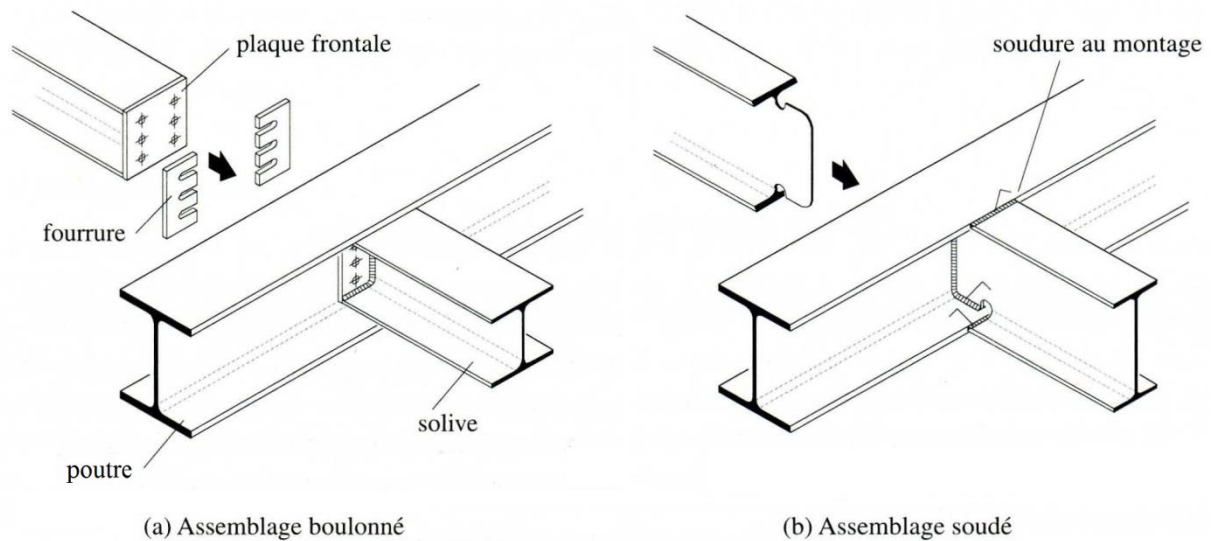


Figure 1.6. Assemblages (solive-poutre) rigides

1.3.2- Assemblage (poutre-poteau)

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

1.3.2.1- Assemblages articulés

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

- Assemblage par double cornière boulonnée sur l'âme de la poutre et sur la semelle ou l'âme du poteau (Figure 1.7(a)); le travail en atelier et de montage sur site est faible et il y a peu de problèmes liés à l'exécution de cet assemblage;
- Assemblage par gousset soudé sur la semelle ou l'âme du poteau et boulonné sur l'âme de la poutre (Figure 1.7(b)); le travail en atelier est moyen alors que le travail de montage sur site est faible et il y a peu de problèmes liés à l'exécution de cet assemblage;
- Assemblage par gousset traversant la section d'un poteau tubulaire (Figure 1.7(c)); le travail en atelier est important mais le travail de montage sur site est simplifié et il y a peu de problèmes liés à l'exécution de cet assemblage.

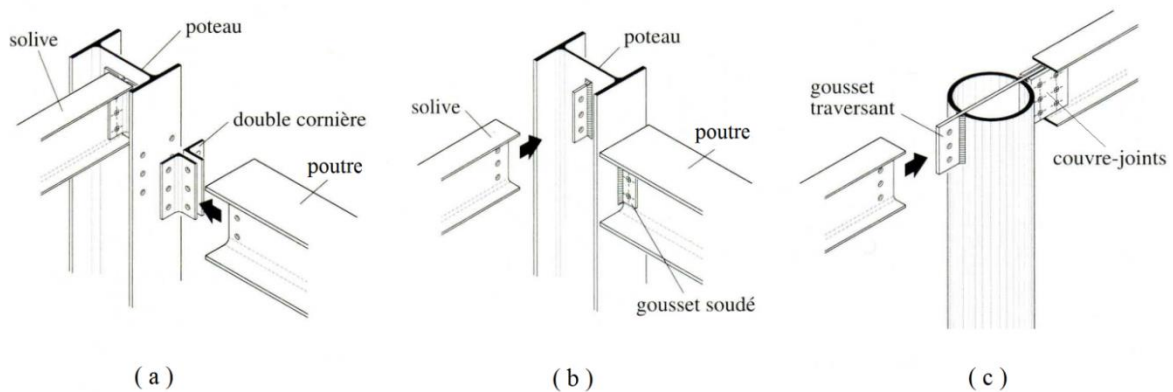


Figure 1.7. Assemblages articulés (poutre-poteau)

1.3.2.2- Assemblages rigides

Les assemblages rigides servent à transmettre des moments de flexion entre poutre et poteau. Ils doivent garantir qu'aucune rotation ne se produise entre les éléments assemblés. C'est pourquoi ils sont plus compliqués à réaliser que les assemblages articulés. Parmi les nombreuses variantes possibles, on distingue essentiellement entre assemblages boulonnés (Figure 1.8(a)) et assemblages soudés (Figure 1.8(b)) :

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

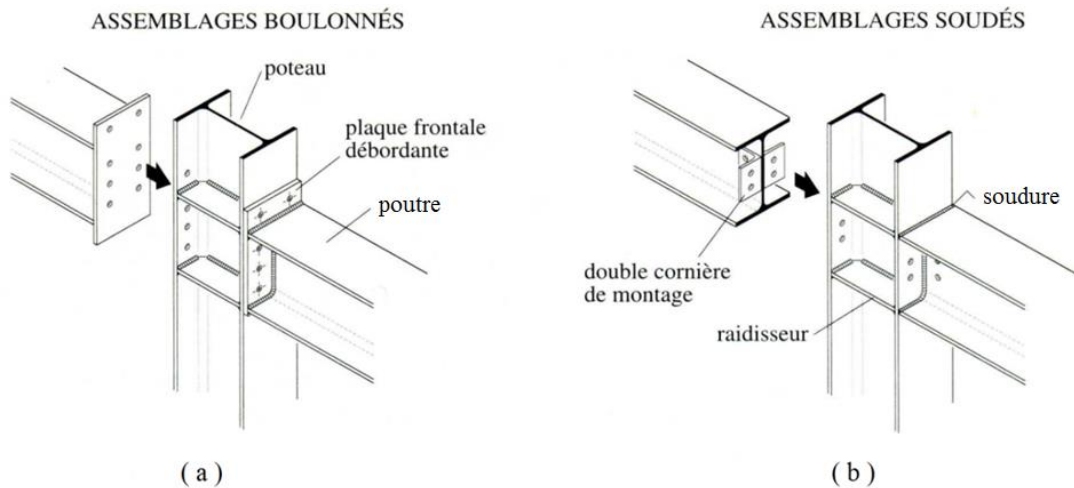


Figure 1.8. Assemblages rigides (poutre-poteau)

1.4- Classification des sections transversales

Tout d'abord, il faut noter que la classification des sections transversales est une propriété indispensable dans le calcul des poteaux métalliques, elle permet de déterminer si la section du poteau peut être vérifiée selon sa résistance plastique ou sa résistance élastique [3].

1.4.1- Types de parois

Les semelles et âmes des sections transversales sont considérées comme des **parois** (Figure 1.9), dont certains sont **internes** (âmes des sections ouvertes en I ou H, ou les semelles de la section en caisson) et d'autres **en console** (par exemple les semelles des sections ouvertes et les ailes des cornières).

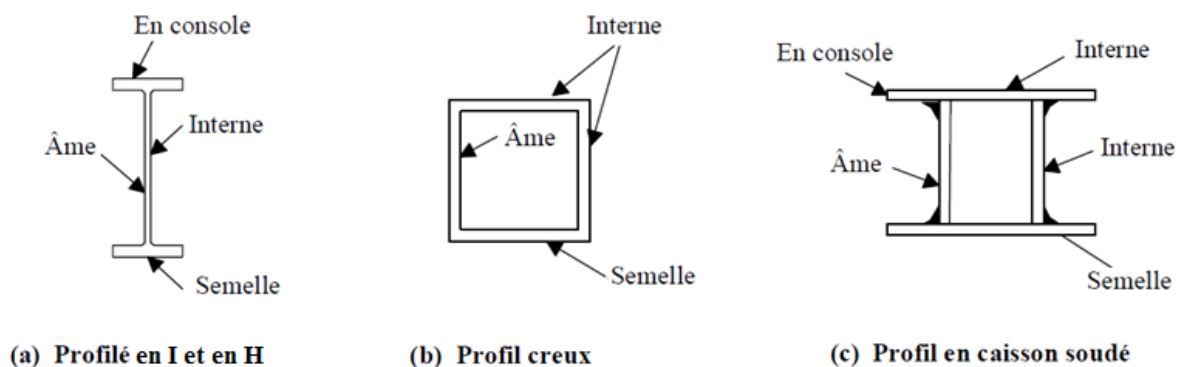


Figure 1.9. Parois internes et parois en console

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

Cette disposition peut limiter la capacité de résistance aux charges axiales ou la résistance à la flexion de la section en l'empêchant d'atteindre sa limite de résistance élastique ou plastique. La ruine prématurée par voilement local peut être évitée en limitant le rapport largeur/épaisseur des parois au

sein de la section transversale. Ceci constitue la base de l'approche par classification des sections transversales.

1.4.2- Classification

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

On définit :

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

La Figure 1.10 représente cette classification à partir de la relation moment-rotation de sections fléchies par rapport aux valeurs des moments plastique M_{pl} et élastique M_{el} . Les diagrammes de contraintes associés sont indiqués pour chacune des quatre classes. A noter que les différentes parois d'une section transversale (âme ou semelle) peuvent être de classes différentes. La classe de la section sera dans ce cas, la plus défavorable (la moins performante).

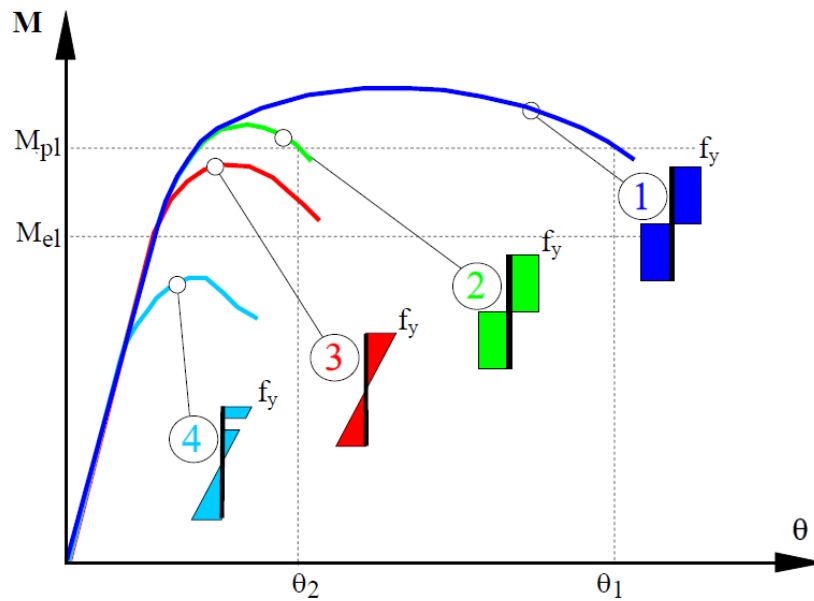


Figure 1.10. Classification des sections transversales

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

- Le Tableau 1.2 donne les valeurs limites pour une section en I ou en H laminé ou reconstitué par soudage comprimé ou fléchi selon l'axe de forte inertie (axe Y-Y).

Tableau 1.2 : Rapports d'élancement maximum pour les parois d'un profil en I ou en H comprimé ou fléchi

Elément	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Semelle	$c / t_f = 9 \varepsilon$	$c / t_f = 10 \varepsilon$	$c / t_f = 14 \varepsilon$
Ame comprimée	$d / t_w = 33 \varepsilon$	$d / t_w = 38 \varepsilon$	$d / t_w = 42 \varepsilon$
Ame fléchie	$d / t_w = 72 \varepsilon$	$d / t_w = 83 \varepsilon$	$d / t_w = 124 \varepsilon$

Ces valeurs sont également valables pour un profilé reconstitué par soudage

- Les Tableaux 1.3 à 1.5 sont des extraits de l'**Eurocode 3** donnant des proportions limites pour les parois comprimées de classe 1 à 3. Lorsque l'une quelconque des parois

comprimées d'une section ne satisfait pas la limite de la classe 3, la totalité de la section est classifiée en classe 4 (communément appelée "section élancée"), et il convient de prendre en compte le voilement local dans le calcul en utilisant une section transversale **efficace**.

Tableau 1.3. Rapports largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Partie 1)

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

Tableau 1.4. Rapports (largeur/épaisseur) maximaux pour les parois comprimées (Partie 2)

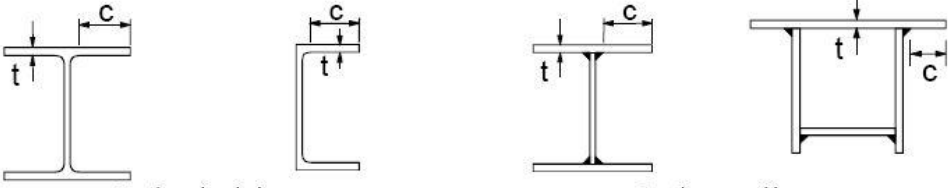
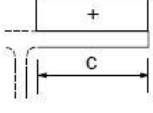
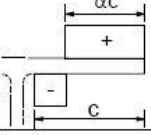
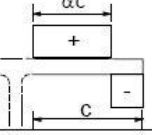
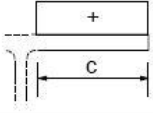
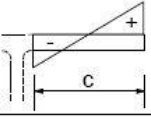
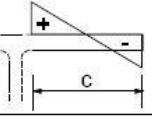
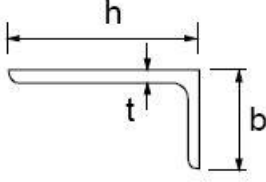
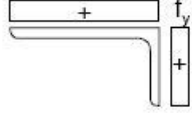
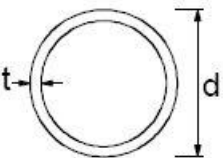
Semelles en console						
						
		Sections laminées		Sections soudées		
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$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

Tableau 1.5. Rapports largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Partie 3)

<p>Consulter également "Semelles en console" (voir feuille 2 sur 3)</p>		<p>Cornières</p> 		<p>Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants</p>			
Classe	Section comprimée						
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)							
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$						
<p>Sections tubulaires</p> 							
Classe	Section fléchie et/ou comprimée						
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$						
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$						
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$						
NOTE Pour $d/t > 90\varepsilon^2$, voir l'EN 1993-1-6							
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460	
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51	

Pour quelques profilés laminés courants, sollicités soit en compression seule, soit en flexion simple, le Tableau 1.6 donne directement les classes.

Tableau 1.6. Classe des sections en IPE, HEA et HEB

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

1.5- Résistance des sections des poutres métalliques (supposés stables au déversement)

1.5.1- Moment résistant élastique $M_{el,Rd}$

La condition de résistance à la flexion dans la phase élastique est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_f = \frac{M_{sd}}{I_y} \cdot v = \frac{M_{sd}}{\left(\frac{I_y}{v}\right)} = \frac{M_{sd}}{W_{el}} \leq \sigma_e \dots\dots\dots(1.1)$$

Avec

$$\sigma_e = f_y / \gamma_{M_0}$$

M_{sd} : moment fléchissant sollicitant,

v : la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus éloignée $v = z_{max}$

I_y : moment d'inertie de la section transversale par rapport à l'axe y-y,

W_{el} : module de résistance élastique, $W_{el} = \frac{I_y}{v}$

σ_e : résistance limite élastique de l'acier constituant la poutre fléchie

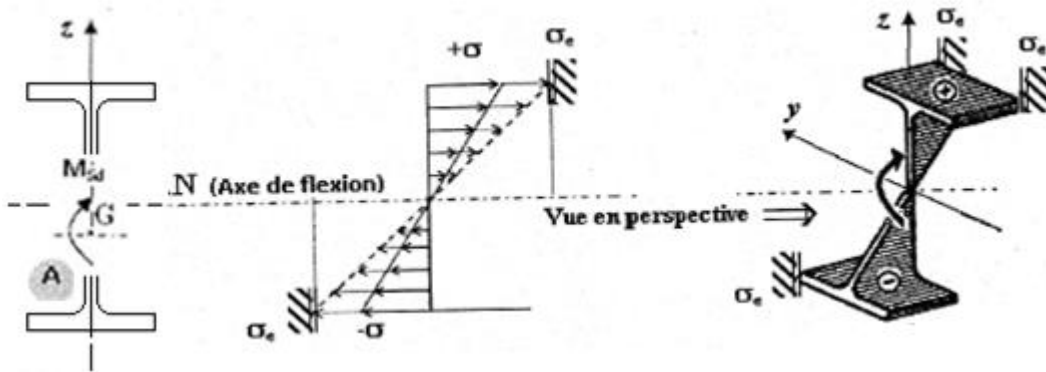


Figure 1.11. Distribution des contraintes de flexion dans la phase élastique

La distribution des contraintes est linéairement croissante à partir de l'axe neutre (distribution triangulaire des deux cotés de l'axe de flexion). *Le moment résistant élastique* est obtenu dans les fibres extrêmes (à z_{max}) :

$$M_{el,Rd} = w_{el} \cdot \sigma_e = W_{el} \cdot (f_y / \gamma_{M_0}) \dots\dots\dots (1.2)$$

1.5.2- Moment résistant plastique :

Pour l'acier, le début de la plastification s'annonce par l'atteinte de sa limite élastique σ_e , avec une augmentation de la déformation sans augmentation de la résistance.

Dans une section fléchie, l'exploitation élastique des fibres intérieures provoque une plastification progressive (écoulement plastique des fibres extrêmes). La résistance plastique est calculée comme suit:

- Prenons comme exemple le cas d'une poutre à section rectangulaire chargée à la mi-travée par une charge ponctuelle. Les étapes de déformation jusqu'à la rupture se présentent comme suit :

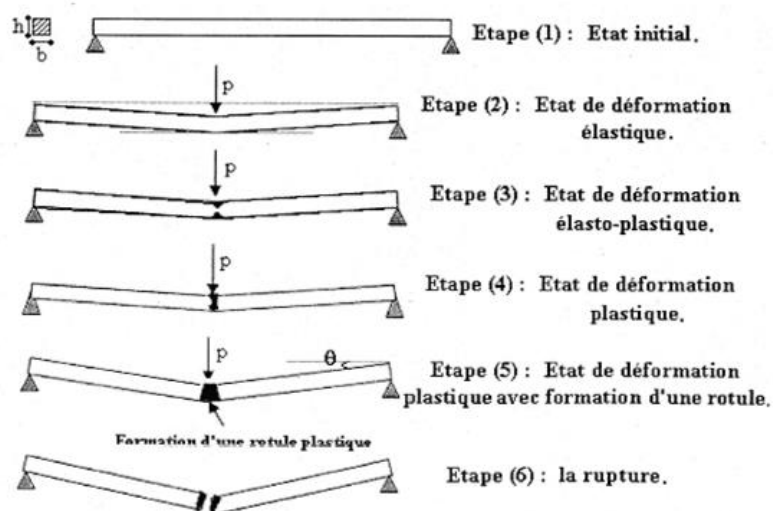


Figure 1.12. Exemple de l'évolution des déformations dans une poutre

L'évolution des contraintes dans la mi-travée de la poutre (Figure 1.12) va se présenter comme suit (Figure 1.13):

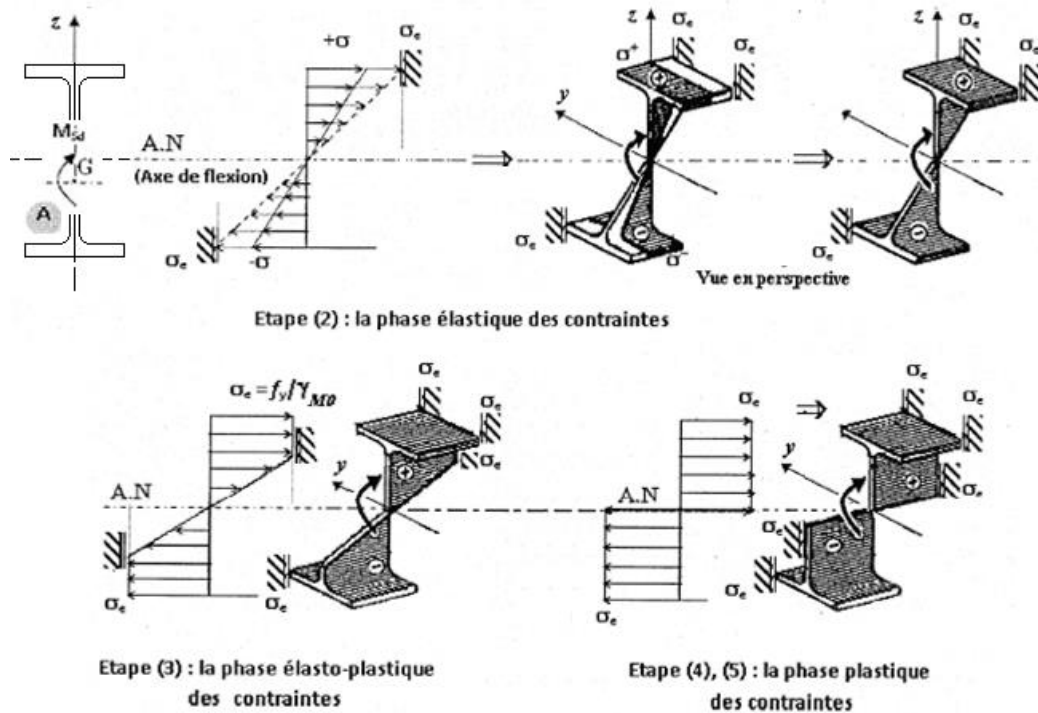


Figure 1.13. Evolution des contraintes de flexion de la phase élastique jusqu'à la phase plastique

Au-delà de la limite élastique, l'augmentation de la sollicitation engendre une plastification progressive des fibres intérieures jusqu'à l'axe neutre de la section (de l'étape (3) jusqu'à l'étape (5)). Alors, théoriquement toutes les fibres sont plastifiées et le moment plastique que peut reprendre la section est égal à :

$$M_{pl,Rd} = \int_A \sigma_e \cdot Z \cdot dA = \sigma_e \cdot W_{pl} = (f_y / \gamma_{M_0}) \cdot W_{pl} \dots\dots\dots(1.3)$$

W_{pl} : est le module de résistance plastique de la section.

- **Pour une section rectangulaire :**

$$W_{pl,Rd} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^0 z \cdot dA + \int_0^{\frac{\pi}{2}} z \cdot dA = \int_{-\frac{\pi}{2}}^0 z \cdot dz \cdot \int_0^b dy + \int_0^{\frac{\pi}{2}} z \cdot dz \cdot \int_0^b dy$$

$$W_{pl} = \frac{b \cdot h^2}{4}$$

D'autre part, on sait que : $W_{pl} = \int_A z \cdot dA = 2 \cdot M_s$

M_s : le moment statique des deux moitiés de la section rectangulaire.

$$W_{pl} = 2 \cdot M_s = 2 \cdot \frac{b \cdot h}{4} \cdot \frac{h}{4} = \frac{b \cdot h^2}{4}$$

• **Pour une section bi-symétrique soudée en I**

Le module de résistance plastique de la section est écrit de la même manière ;

$$W_{pl} = \int_A^0 z \cdot dA = 2 \cdot M_s$$

M_s : le moment statique des deux moitiés de la section du profil en I.

Si l'élément est fléchi autour de l'axe y-y la distribution des contraintes se présente comme dans (Figure 6.4 : étape (4) ,(5)). Le module de résistance plastique est calculé comme suit :

$$W_{pl,y} = 2 \cdot M_{s,y} = 2 \cdot \left((t_f \cdot b) \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right) + (h - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{t_w^2}{8} \right)$$

Si la flexion est autour de l'axe z-z :

$$W_{pl,z} = 2 \cdot M_{s,z} = 2 \cdot \left((t_f \cdot b) \cdot \left(\frac{b}{4} \right) + (h - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{t_w^2}{8} \right)$$

La vérification des moments prend la forme :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad \text{avec} \quad M_{Rd} = M_{pl,Rd} = \sigma_e \cdot W_{pl}$$

M_{sd} : moment fléchissant sollicitant.

W_{pl} : module de résistance plastique.

M_{Rd} : moment résistant

$M_{pl,Rd}$: moment de résistance plastique.

1.5.3- Evolution des contraintes dans une section asymétrique :

Dans les sections homogènes asymétriques, l'axe neutre plastique ne coïncide pas avec celui élastique :

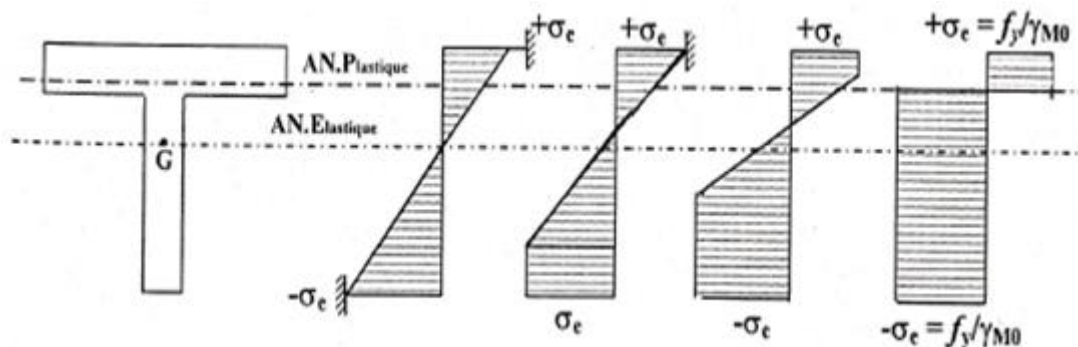


Figure 1.14. Evolution des contraintes dans une section asymétrique

La position de l'axe neutre plastique est telle que les deux aires de (T) de ses cotés sont égales :

$$\sigma_e \cdot (A_1 - A_2) = 0 \Rightarrow A_1 = A_2$$

Le module plastique s'écrit d'une manière générale sous la forme :

$$w_{pl} = \frac{A}{2}(z_1 + z_2)$$

Z_1, Z_2 : sont les distances à l'axe neutre des deux demi sections.

A : la section totale (homogène)

1.6- Vérification des poutres fléchies

Le calcul des poutres fléchies consiste à vérifier :

- Leur résistance à la flexion et au cisaillement sous l'effort tranchant,
- Leur rigidité (condition de flèche) sous charges non pondérées,
- Leur stabilité par rapport au déversement et au voilement.

1.6.1- Dimensionnement de la section transversale en flexion :

Le moment fléchissant sollicitant M_{sd} doit rester inférieur à la valeur du moment résistant $M_{c,Rd}$ dépendant de la classe de la section et qui prend les valeurs :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots\dots\dots (1.4)$$

a)- Pour les sections de classe 1,2 (Exploitation plastique de la section):

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \dots\dots\dots(1.5)$$

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

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

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el}f_y}{\gamma_{M0}} \dots\dots\dots(1.6)$$

W_{el} .: Module de résistance élastique de la section brute, $\gamma_{M1} = 1.1$

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

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff}f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (1.7)$$

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

1.6.2- Cas d'une section avec trous de fixation :

Pour les sections avec des trous de fixations sur la semelle tendue les expressions précédentes restent valables si la condition suivante est vérifiée :

$$0,9 \cdot \frac{A_{f,net}}{A_f} \geq \frac{f_y}{f_u} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}}$$

A_f : la section brute de la semelle tendue.

$A_{f,net}$: la section nette de la semelle tendue.

Si cette condition n'est pas vérifiée une aire réduite est adoptée pour le calcul de W :

$$A_{f,net,réduite} = 0,9 \cdot \frac{A_{f,net}}{A_f} \geq \frac{f_u}{f_y} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M2}}$$

1.6.3- Moment fléchissant et effort tranchant :

Dans plusieurs cas, on rencontre des poutres qui sont simultanément sollicitées en flexion maximale et en cisaillement dans un même point; on cite par exemple :

- Une poutre console (Figure 1.15).
- Une poutre entièrement ou partiellement encastrée sur un ou deux bords.
- Une poutre chargée par une ou plusieurs forces concentrées.
- Une poutre continue dont parfois les sections d'appuis sont soumises à des extremums d'effort tranchant et de moment fléchissant.

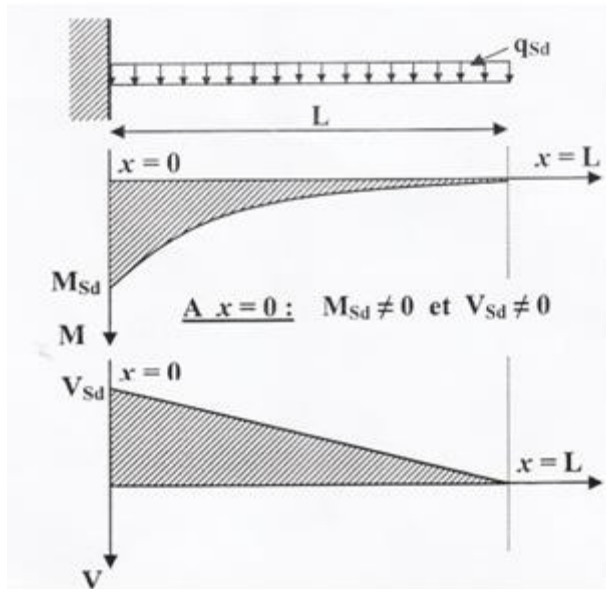


Figure 1.15. Diagramme du moment et de l'effort tranchant

La vérification de ces cas consiste à réduire le moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ si :

$$V_{sd} > 0,5.V_{pl,Rd} \dots\dots\dots (1.8)$$

En dépassant la moitié de $V_{pl,Rd}$ d'une section quelque soit sa classe, l'effort tranchant prend pour lui une quantité p de la résistance de l'âme (paroi y résistante).

Réduction de $M_{pl,Rd}$ à cause de V_{sd}

$$M_{pl,Rd} \longrightarrow M_{v,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

(Pour $V_{sd} > 0,5.V_{pl,Rd}$)

Il faut donc vérifier l'influence de la réduction « p » sur la résistance plastique de calcul, car dans ce cas pour toutes les classes de section (classe 1 ...classe 4), le moment résistant plastique est calculé avec la limite d'élasticité réduite $(1-p) \cdot f_y$ de l'acier constituant l'aire de cisaillement A_v .

$$p = \left(\frac{2 \cdot V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

La vérification d'une section de n'importe quelle classe (de 1 à 4) devient :

$$M_{sd} \leq M_{v,Rd} = M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) (1 - \rho) \quad (\text{avec } M_{v,Rd} \leq M_{C,Rd})$$

$M_{f,Rd}$: le moment résistant plastique des semelles seules.

- Pour les sections transversales à **semelles égales** (de 1 à 4), fléchies suivant 1 axe de la forte inertie, on utilise directement :

$$M_{sd} \leq M_{v,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec $M_{sd} \leq M_{v,Rd}$ (Pour toutes les classes de sections).

Chapitre 2:
Vérification de la stabilité au déversement
des poutres métalliques

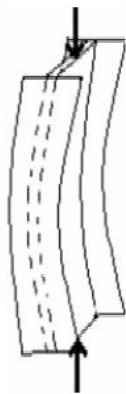
Chapitre 2: Vérification de la stabilité au déversement des poutres métalliques

2.1- Phénomènes d'instabilité des pièces métalliques

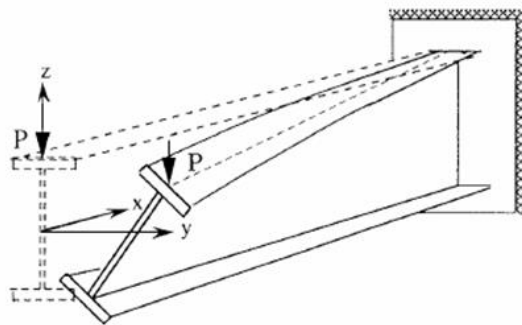
L'étude des phénomènes d'instabilité est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation des profilés minces et de grand élancement.

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

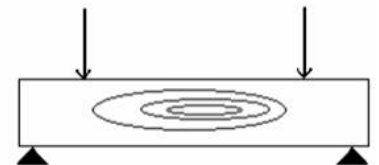
- Le flambement : phénomène très dangereux, il affecte les poteaux simplement comprimés ainsi que les poteaux comprimés et fléchis,
- Le déversement : moins dangereux, il affecte les semelles comprimées des poutres fléchies,



FLAMBEMENT



DEVERSEMENT



VOILEMENT

Le voilement : de moindre importance, il affecte les âmes des poutres fléchies.

Figure 2.1. Phénomènes d'instabilité

Les poutres fléchies n'ayant aucune liaison qui s'oppose aux déformations latérales risquent de se déverser (Figure 2.2), bien que la flexion n'a pas atteint sa limite d'élasticité.

Le déversement est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie y-y. Cette instabilité latérale (par rapport à l'axe z-z) fait que, les sections dont l'inertie faible par rapport à l'axe z-z s'éloigne de celle de l'axe y-y (axe de flexion), tels que les profils en IPE, sont plus sensibles au déversement que celles dont ces inerties se rapprochent (comme les profils en HE ou les sections tubulaires).

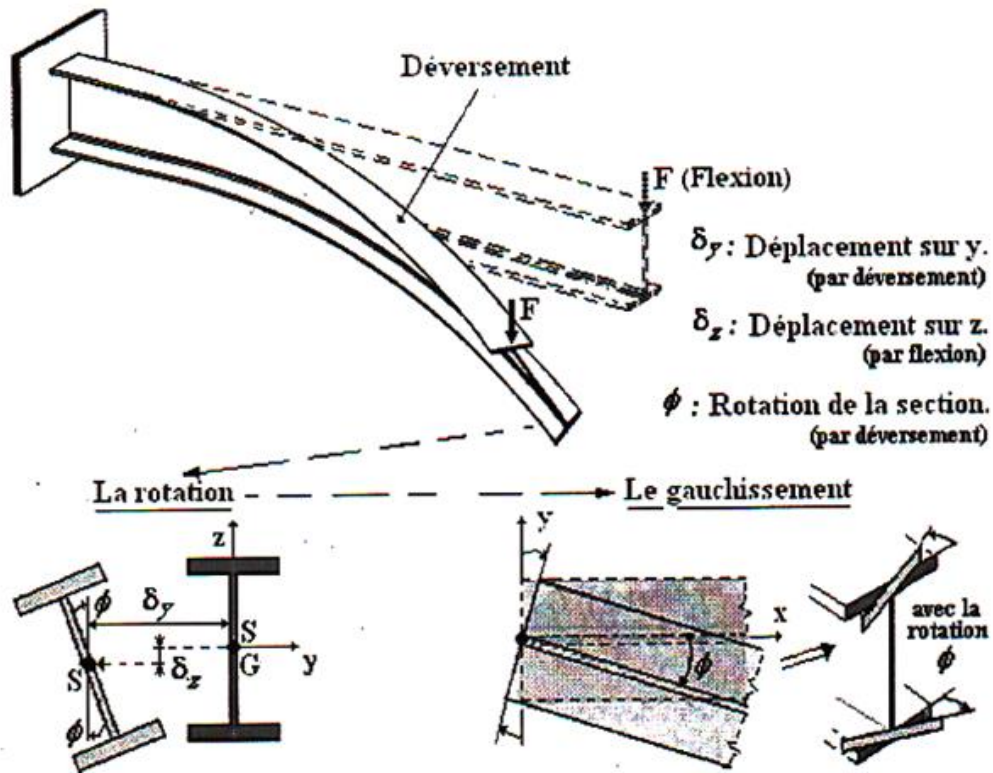


Figure 2.2. Déversement d'une poutre console fléchie

Pour ce phénomène, le règlement Algérien **CCM97** (ou l'Eurocode3) a gardé la même forme de vérification que pour le flambement (utilisation de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$). Les poutres dont l'élançement réduit du déversement dépasse ($\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$) sont susceptibles de se déverser et suscitent de vérifier à ce que leur limite d'élasticité n'est pas dépassée sous l'effet de la distorsion engendrée par leur instabilité latérale.

2.2- Vérification de la stabilité au déversement en flexion simple

L'élançement réduit du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$ est le rapport de l'élançement géométrique de la poutre au déversement λ_{LT} sur L'élançement élastique [3] :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} = \sqrt{\frac{\beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \dots\dots\dots (2.1)$$

M_{cr} : est le moment critique élastique de déversement (Voir Paragraphe 2.2.1).

Le risque de déversement est à considérer si :

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4 \dots\dots\dots (2.2)$$

Dans ce cas on doit vérifier que :

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (2.3)$$

Où :

χ_{LT} est le coefficient réducteur de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1 \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \dots\dots (2.5)$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection (Tableau 2.1)

Tableau 2.1: Facteur d'imperfection α_{LT} et courbe de flambement

Type du profilé	Laminé	Soudé
α_{LT}	0.21	0.49
Courbe de flambement	a	c

$\beta_w = 1$: Pour les sections transversales de classe 1, 2

$\beta_w = \frac{w_{el.y}}{w_{pl.y}}$: Pour les sections transversales de classe 3

$\beta_w = \frac{w_{eff.y}}{w_{pl.y}}$: Pour les sections transversales de classe 4.

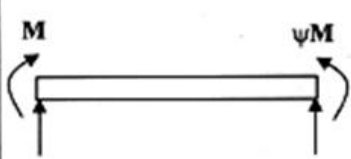








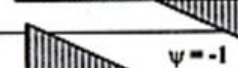
2.2.1- Calcul du moment critique élastique de déversement

Pour une section transversale constante, le moment critique élastique de déversement est calculé pour la section brute (y compris celle de classe 4). Il est essentiellement régi par le moment d'inertie latéral de la section I_z relativement combiné avec ceux de la torsion I_w et I_t . Il est comme suit :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\} \quad (2.6)$$

C_1 , C_2 et C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement donnés dans les tableaux (Tableau 2.2) et (Tableau 2.3) :

Tableau 2.2 Coefficients C1, C2 et C3 dans le cas de moments d'extrémité

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	k	Coefficients		
			C ₁	C ₂	C ₃
 <p> Pour les cas où k = 1,0 : C₁ peut être donné par : $C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi^2$ </p>	 $\psi = +1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	 $\psi = +3/4$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	 $\psi = +1/2$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	 $\psi = +1/4$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	 $\psi = +0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	 $\psi = -1/4$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	 $\psi = -1/2$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	 $\psi = -3/4$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	 $\psi = -1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

K : concerne la rotation de l'extrémité en plan (Figure 2.2). Il est analogue au rapport ℓ_f/L du flambement latéral de la semelle comprimée. **K** est pris **0,5** lorsqu'il y a un blocage de la rotation par maintien latéral aux deux extrémités (Figure 2.3). **K=0,7** pour un blocage latéral à une extrémité. En absence de maintiens latéraux (Figure 2.3) qui empêchent la rotation des extrémités de la poutre, on prend **K= 1**. Dans le cas d'une poutre console, il est évident que le rapport **K = 2**.

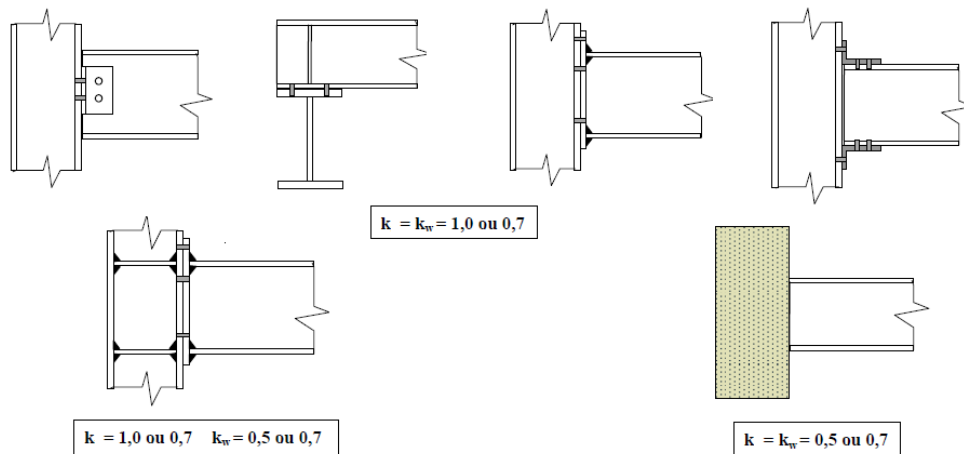


Figure 2.3. Poutres à extrémités non maintenues latéralement

K_w : concerne le gauchissement de l'extrémité (Figure 2.2).

$K_w = 0,5$: pour un encastrement vis-à-vis le gauchissement (empêchement de la déformation) aux deux extrémités de la poutre,

$K_w = 1$: pour des appuis simples (aucune mesure n'est prise vis-à-vis le gauchissement dans les deux appuis de la poutre),

$K_w = 0,7$: pour un seul coté encasté vis-à-vis le gauchissement,

L : est la portée entre deux appuis de la poutre ou la distance entre deux maintiens latéraux consécutifs de la semelle de la poutre s'ils existent (Figure 2.4).

Chargement et conditions d'appuis	k	Coefficients		
		C ₁	C ₂	C ₃
	1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
	1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
	1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
	1,0 0,5	$1,36 + 2 \cdot (\alpha - 0,5)^2$ $1,07 + 2,56 \cdot (\alpha - 0,5)^2$	$\alpha(1,72 - 1,81 \cdot \alpha)C_1$ $\alpha(1,76 - 1,9 \cdot \alpha)C_1$	1,730 3,050
	1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
	1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890
	1,0 0,5	$1 + 2,92 \cdot \alpha^3$ $1 + (1,06 - \alpha) \cdot \alpha^3$	$\alpha(2,44 - 3,24 \cdot \alpha)C_1$ $2\alpha^2(1,3 - \alpha)C_1$	1,120 1,890
	1,0 0,5	1,385 0,992	0,877 0,411	- -
	1,0 0,5	$1 + \alpha(1,68 - 2,24 \alpha^2)$ $1 - 0,48 \cdot \alpha^3$	$\alpha(3,44 - 3,62 \cdot \alpha)C_1$ $14,4 \cdot \alpha^2 \cdot (0,71 - \alpha)C_1$	- -
	2	2,05	0,83	-
	2	$\frac{1,28}{\alpha}$	0,43	-

Tableau 2.3 Coefficients C1, C2 et C3 dans le cas de chargement transversal

$Z_g = Z_a - Z_s$ (Pour une charge qui favorise le déversement ; $Z_g > 0$ (Figure 3.3).

Z_a : Coordonnée du point d'application de la charge.

Z_s : Coordonnée du centre de cisaillement (Figure 2.5) ;

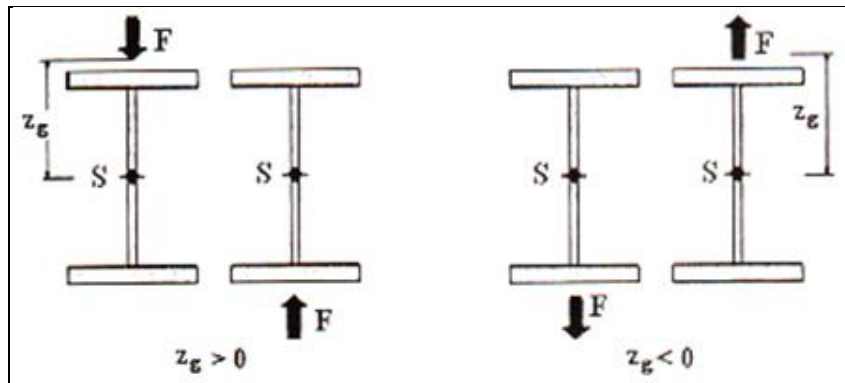


Figure 2.4. Signe de Z_g en fonction du point et du sens d'application de la charge

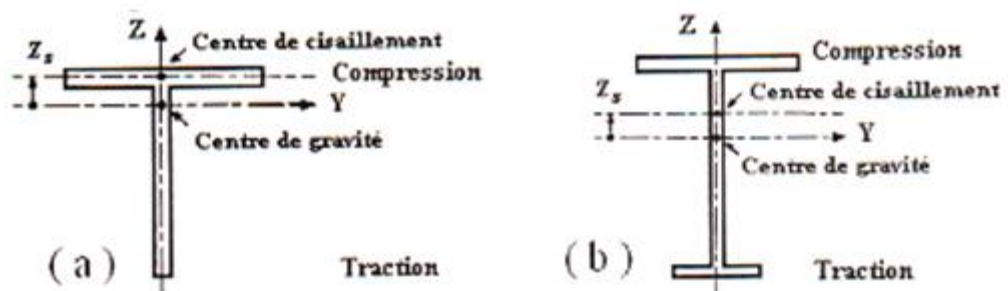


Figure 2.5. Signe de Z_j et Z_s en fonction de la position du centre de gravité

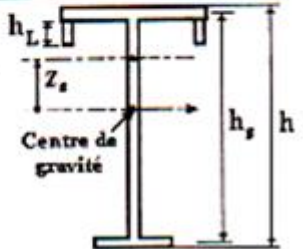
$$Z_j = Z_s - \frac{\int_A Z \cdot (Y^2 + Z^2) \cdot dA}{2 \cdot I_y} \quad \text{pour les sections doublement symétriques} \quad Z_j = 0.$$

Pour les sections **mono symétriques** en **I** à semelles inégales (Figure 2.5 (b)), on peut utiliser les approximations du Tableau 3.4 pour calculer Z_j

Tableau 2.4. Calcul de Z_j pour les sections mono-symétriques en I

Profils à	$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}} < 0,5$	$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}} \geq 0,5$
Semelles inégales	$z_j = 1 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot \frac{h_s}{2}$	$z_j = 0,8 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot \frac{h_s}{2}$
Semelle comprimée avec bords tombés	$z_j = 1 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot (1 + \frac{h_L}{h}) \cdot \frac{h_s}{2}$	$z_j = 0,8 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot (1 + \frac{h_L}{h}) \cdot \frac{h_s}{2}$

h : la hauteur de la section transversale du profil.
 h_s : distance entre les centres de cisaillement des semelles.
 h_L : la hauteur des bords tombés (Voir figure).
 I_{fc} : moment d'inertie de flexion de la semelle comprimée suivant l'axe de faible inertie de la section.
 I_{ft} : moment d'inertie de flexion de la semelle tendue suivant l'axe de faible inertie de la section.



G : module d'élasticité transversal, $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80770 \text{ N/mm}^2$

I_t : module d'inertie de torsion.

Rappelons que, pour les parois où : $t_i < \frac{b_i}{5} \Rightarrow I_t = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n b_i t_i^3$

Donc pour un profilé reconstitué en **I, H** dont les épaisseurs des parois respectent la condition

précédente : $I_t = \frac{1}{3} (d \cdot t_w^3 + 2 \cdot b \cdot t_f^3)$

Pour les sections de **classe 4**, l'inertie de torsion est à considérer nulle ($I_t = 0$)

I_w : module de gauchissement :

- Pour les sections **doublement symétriques en I** :

$$I_w = I_z \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2$$

- Pour les sections **mono symétriques en I** à semelles inégales on peut utiliser :

$$I_w = \beta_f \cdot (1 - \beta_f) \cdot I_z \cdot h_s^2$$

I_z : module d'inertie dans le sens le plus faible.

$h_s, I_{fc}, I_{ft}, \beta_f$: (Voir Tableau 2.4).

2.2.2- Cas particuliers du moment critique élastique du déversement :

Pour une poutre constante et doublement symétrique, l'équation du moment critique élastique de déversement peut se réduire dans les cas suivants :

- Pour une section transversale constante et doublement symétrique, puisque $z_j = 0$ ou pour une poutre console $C_3 = 0$:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (C_2 \cdot z_g)^2 - C_2 \cdot z_g \right\}$$

- Si en plus des cas précédents, on a un chargement par moments d'extrémités $C_2 = 0$, ou un chargement appliqué au centre de cisaillement $z_g = 0$:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \right\}$$

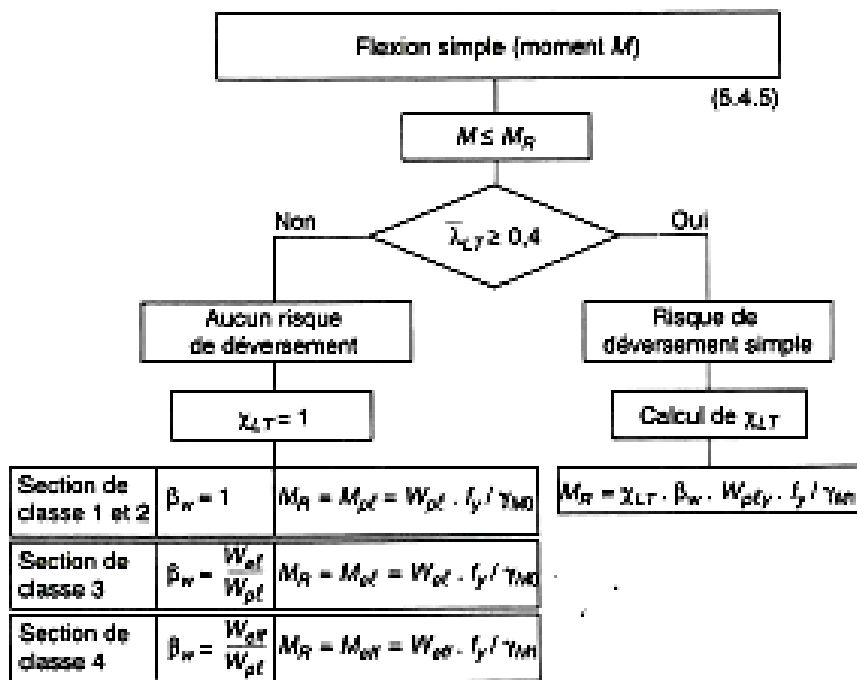
- Sous les cas précédents, s'il n'y a pas d'encastrement aux extrémités vis-à-vis le déversement $K_w = K = 1$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \left\{ \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \right\}$$

2.2.3- Calcul pratique du déversement

- Selon le cas d'encastrement et de chargement prendre les valeurs des coefficients C_1 , C_2 et C_3 du Tableau 2.2 ou du Tableau 2.3.
- Selon la position de chargement dans la section transversale, calculer la coordonnée z_g (Figure 2.4).
- Déterminer la coordonnée z_j (En tenant compte de la géométrie de la section transversale (Figure 2.5)
- On détermine les valeurs de L , K et K_w . (L : est la longueur du déversement désignée par « L_{LT} » dans la Figure 2.6.
- Calcul du moment élastique critique M_{cr}
- On calcule l'élançement réduit de déversement $\overline{\lambda}_{LT}$
- On désigne la courbe d'imperfection qu'on doit utiliser.
 - Les profils laminés \Leftrightarrow Courbe de flambement **a**.
 - Les profils soudés \Leftrightarrow Courbe de flambement **c**.
- χ_{LT} est calculé. Il peut, également, être obtenu par interpolation à partir du tableau, qui donne le coefficient de réduction du flambement, en fonction de l'élançement réduit du déversement $\overline{\lambda}_{LT}$.
- Calcul du moment ultime de déversement $M_{b,Rd}$ pour la vérification avec M_{Sd} .

Organigramme 2.1: Vérification de la stabilité au déversement en flexion simple



2.3- Vérification de la stabilité au déversement en flexion déviée

En flexion bi-axiale (comme dans le cas d'une panne ou une lisse), on calcule l'élanement réduit du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$ de la même manière précédente. Si le risque de déversement est à considérer ($\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$) la vérification sera faite avec $M_{b,Rd}$:

2.3.1- Pour les sections de classe 1 et 2 : (Si $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ on obtient $M_{pl,z,Rd}$)

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1 \Leftrightarrow \left[\frac{M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{\gamma_{M1}} \right] \leq 1$$

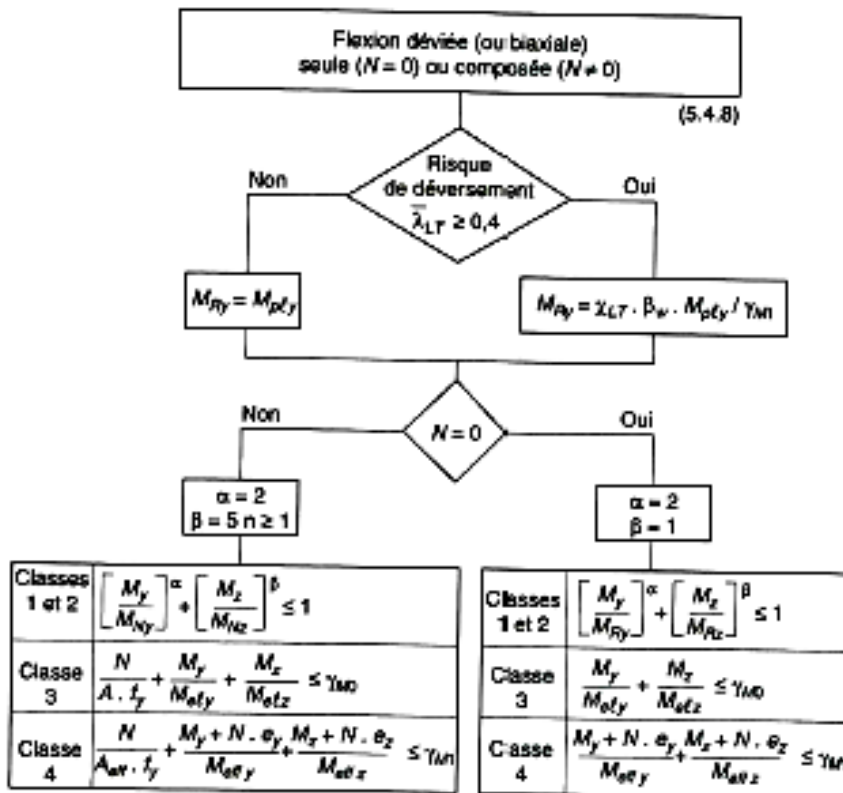
2.3.2- Pour les sections de classe 3 : (Si $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ on obtient $M_{el,z,Rd}$)

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1 \Leftrightarrow \left[\frac{M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{\gamma_{M1}} \right] \leq 1$$

2.3.3- Pour les sections de classe 4 : (Si $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ on obtient $M_{eff,z,Rd}$)

$$\left[\frac{M_{y,Sd} + e_{Ny} \cdot N_{Sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd} + e_{Nz} \cdot N_{Sd}}{\frac{W_{eff,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1 \Leftrightarrow \left[\frac{M_{y,Sd} + e_{Ny} \cdot N_{Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd} + e_{Nz} \cdot N_{Sd}}{\frac{W_{eff,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Organigramme 2.2: Vérification de la stabilité au déversement en flexion déviée



2.4- Disposition constructives pour empêcher le déversement

Le maintien latéral de la semelle comprimée d'une poutre (Figure 2.6) rend cette dernière peu sensible au déversement ; du fait qu'il constitue un **blocage de la rotation** et qu'il réduit la longueur de déversement (entre 2 maintiens successifs) (Figure 2.7).

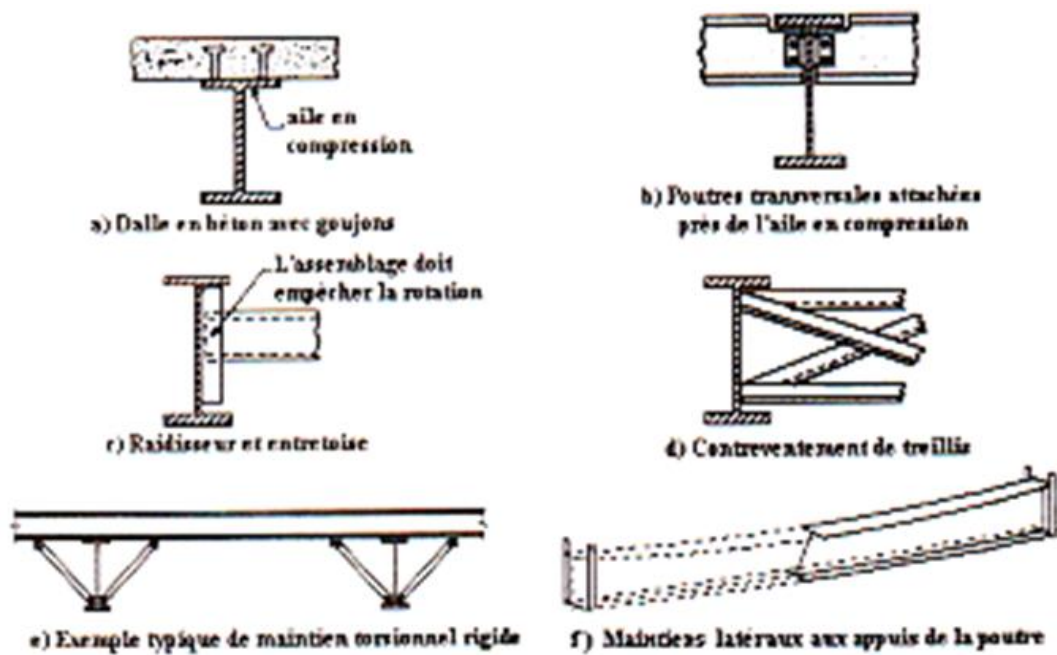


Figure 2.6. Exemples de maintien latéral d'une poutre fléchie

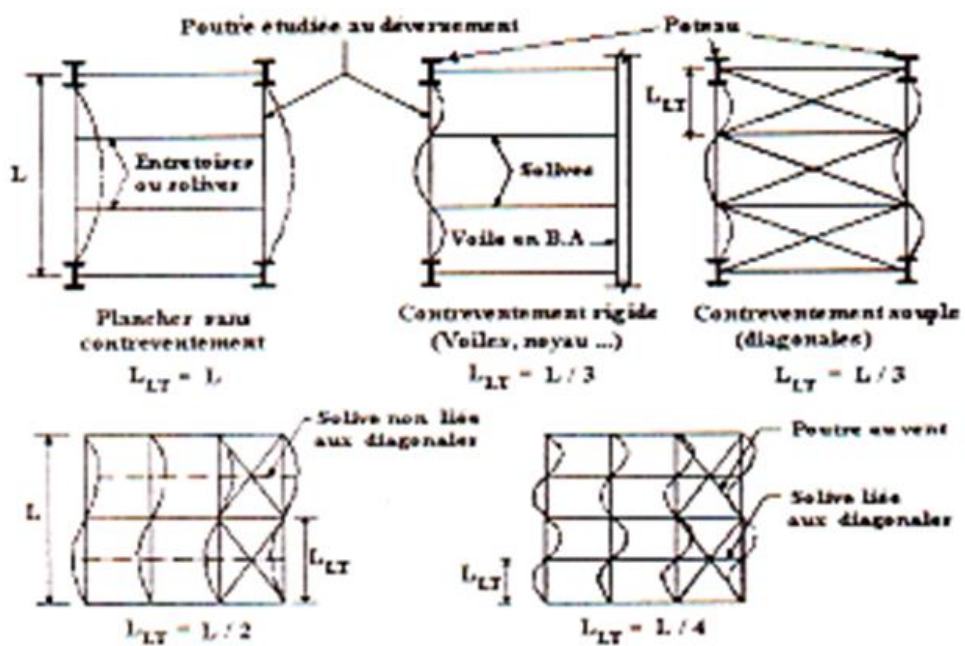


Figure 2.7. Longueurs de déversement L_{LT} d'une poutre comportant des solives

En outre, les profils creux circulaires ou carrés, laminés ou soudés, ne sont également pas sensibles au déversement (leurs I_z , I_t sont élevés $\Rightarrow M_{cr}$ élevés).

Chapitre 3:

Exemple d'application

Vérification de la stabilité au déversement

Des poutres d'un bâtiment à étages multiples

Exemple d'application

Vérification de la stabilité au déversement

des poutres métalliques d'un bâtiment à étages multiples

3.1- INTRODUCTION

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

3.2- Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples

Le système porteur d'un bâtiment métallique à usage de bureaux est illustré à la Figure 3.1.

Les dimensions du bâtiment sont :

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

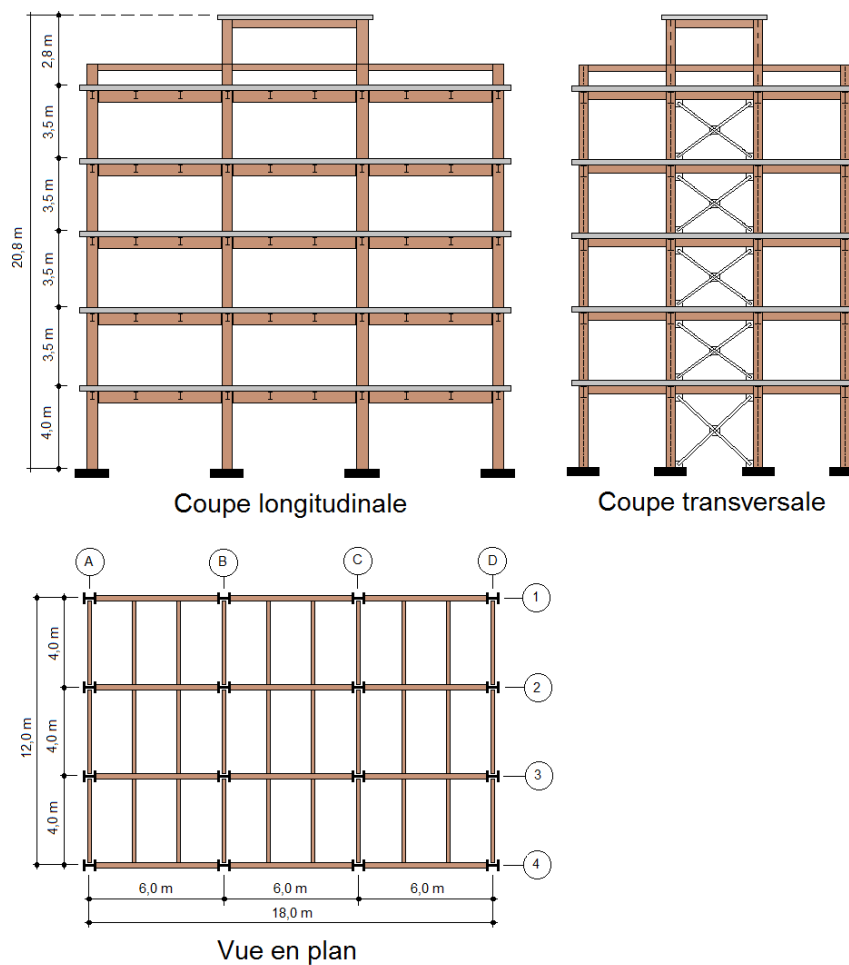


Figure 3.1: Ossature d'un bâtiment métallique à étages multiples

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

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

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

3.2.1- Prédimensionnement des éléments porteurs

Le choix des éléments porteurs, est basé sur les règles empiriques de Prédimensionnement suivantes :

❖ Poutres principales (Profilé laminé en IPE) :

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

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

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

❖ Poteaux (Profilé laminé en HEB) :

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

❖ Dalle pleine : Epaisseur = 120 mm.

3.2.2- Caractéristiques des matériaux de construction [2]

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

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

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

- Résistance limite d'élasticité, $f_y = 235N/mm^2$

- Module d'élasticité longitudinal, $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement, $G = 80770 \text{ N/mm}^2$
- Poids volumique, $\rho = 78500 \text{ N/m}^3$
- Coefficient de poisson, $\nu = 0,3$

❖ Moyens d'assemblage

Les principaux moyens d'assemblages sont :

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

❖ Béton et armatures

Pour la réalisation des semelles de fondations et les planchers dalles, on utilise un béton de classe C25/30, la résistance caractéristique à la compression : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et la résistance caractéristique à la traction : $f_{tk} = 2,1 \text{ N/mm}^2$,
 Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$,
 Module d'élasticité : $E_b = 32000 \text{ N/mm}^2$,
 Armatures HA en acier B500, $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

3.2.3- Données concernant le site

Le bâtiment sera implanté sur un sol meuble avec une contrainte admissible : $\sigma_{\text{sol}} = 2,0 \text{ bar}$.
 le site est classé dans la zone sismique **II a**.

3.2.4- Charges et surcharges agissant sur le bâtiment [5]

❖ Charges permanentes

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

• Plancher terrasse accessible

Carrelage (1cm).....	0,01x22 = 0,22 KN /m ²
Mortier de pose (1cm).....	0,01x20 = 0,20 KN /m ²
Lit de sable (2 cm).....	0,02x18 = 0,36 KN /m ²
Dalle pleine (ép. 12 cm)	0,12x25 = 3,00 KN /m ²

Faux plafonds (plaques de plâtre ép. 4 cm) 0,04x12= 0,48 KN /m²
 Poutre principale (IPE300)0,422 kN/m
 Solive (IPE200)0,224 kN/m
 Poteau HEB2000,613 kN/m
 Mur d'acrotère1,324 kN/m

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

Etanchéité multicouche0,12 KN/m²
 Isolation thermique0,15 KN/m²
 Forme de pente0,88 KN/m²
 Dalle pleine (ép. 12 cm) 0,12x25 = 3,00 KN /m²
 Faux plafonds (plaques de plâtre ép. 4 cm) 0,04x12= 0,48 KN /m²

• **Etages courants**

Carrelage (1cm).....0,01x22 = 0,22 KN /m²
 Mortier de pose (1cm).....0,01x20 = 0,20KN /m²
 Lit de sable (2 cm).....0,02x18 = 0,36 KN /m²
 Dalle pleine (ép. 12 cm)0,12x25 = 3,00 KN /m²
 Faux plafonds (plaques de plâtre ép. 4 cm)0,04x12 = 0,48 KN /m²
 Cloisons et façades.....1,00 KN/m²
 Poutre principale (IPE300)0,422 kN/m
 Solive (IPE200)0,224 kN/m
 Poteau HEB2000,613 kN/m

❖ **Surcharges d'exploitation**

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

Tableau 3.1- Valeurs des charges permanentes et d'exploitation de chaque étage

Etage	Charge permanente (kN/m ²)	Surcharge d'exploitation (kN/m ²)
Terrasse inaccessible	4.63	1
Terrasse accessible	4.26	2,5
Etages intermédiaires (Bureaux)	5.26	2,5

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

❖ **Charges sismiques** : Elles sont évaluées par les Règles Algériennes RPA99/2003 [11].

Bâtiment construit à M'sila → Zone IIa

Sol meuble → S3

Ouvrages de grande importance → Groupe d'usage 1B

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

3.3- Calcul des sollicitations

Les sollicitations M, V et N appliquées sur les poutres et les poteaux constituant l'ossature de notre bâtiment sont calculées à l'aide du logiciel ROBOT (version 10) [1] qu'il est basé sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les outils disponibles.

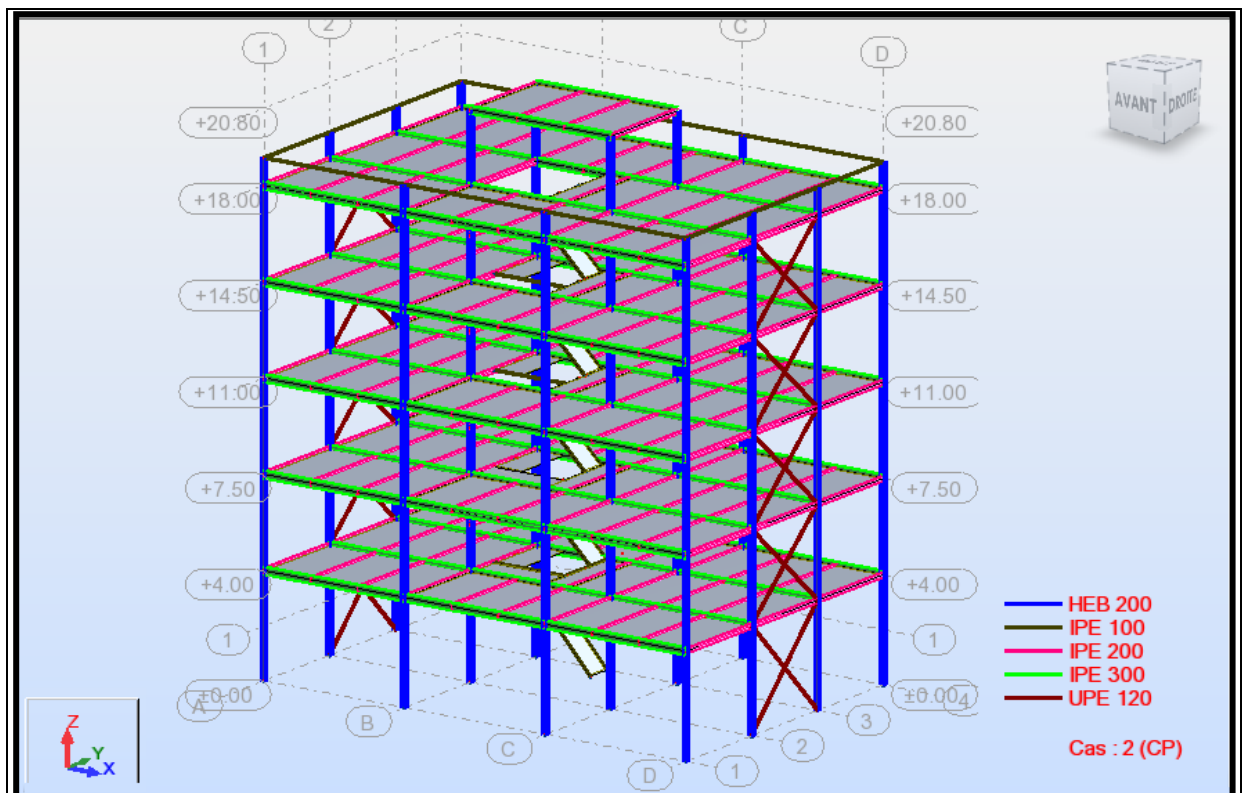


Figure 3.2 : Modélisation du bâtiment par ROBOT

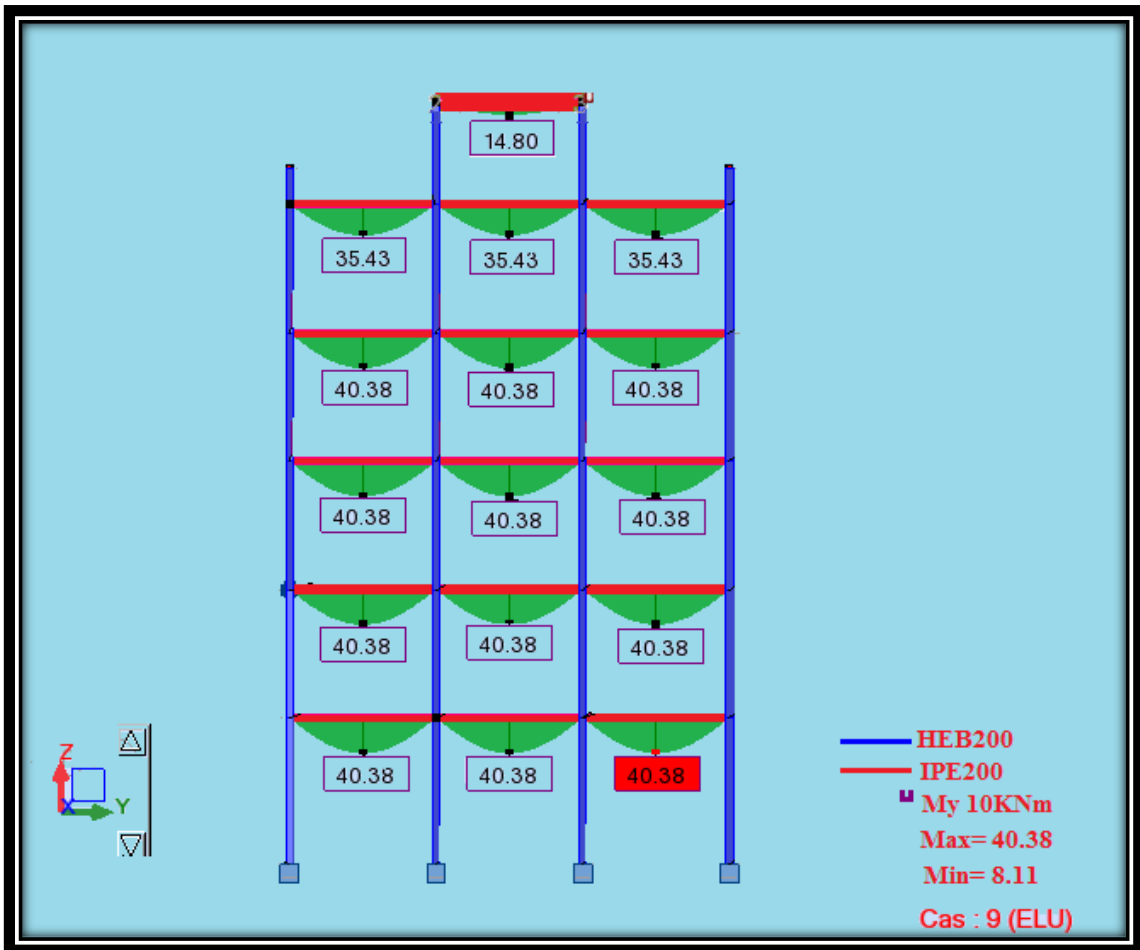


Figure 3.3 : Diagramme des moments fléchissants sur les solives

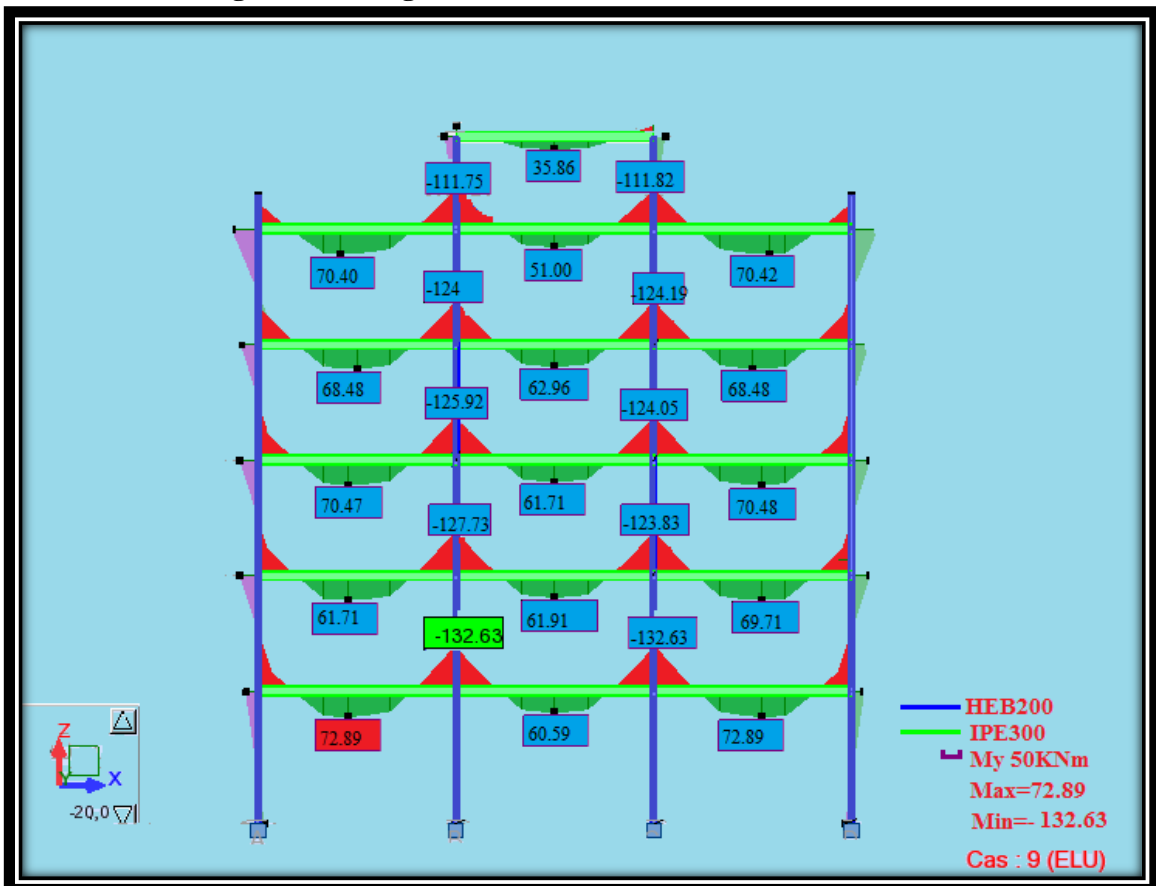


Figure 3.4 : Diagramme des moments fléchissants sur les poutres principales

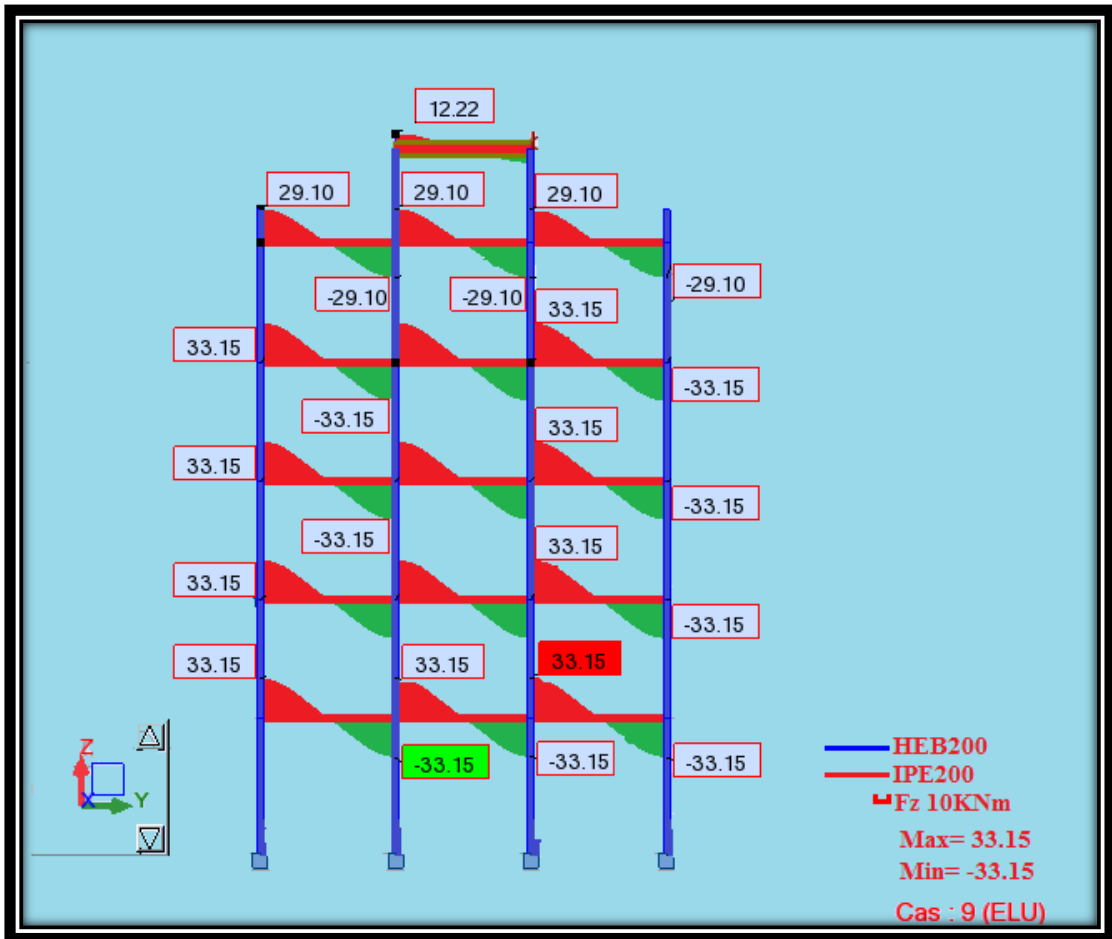


Figure 3.5 : Diagramme des efforts tranchants sur les solives

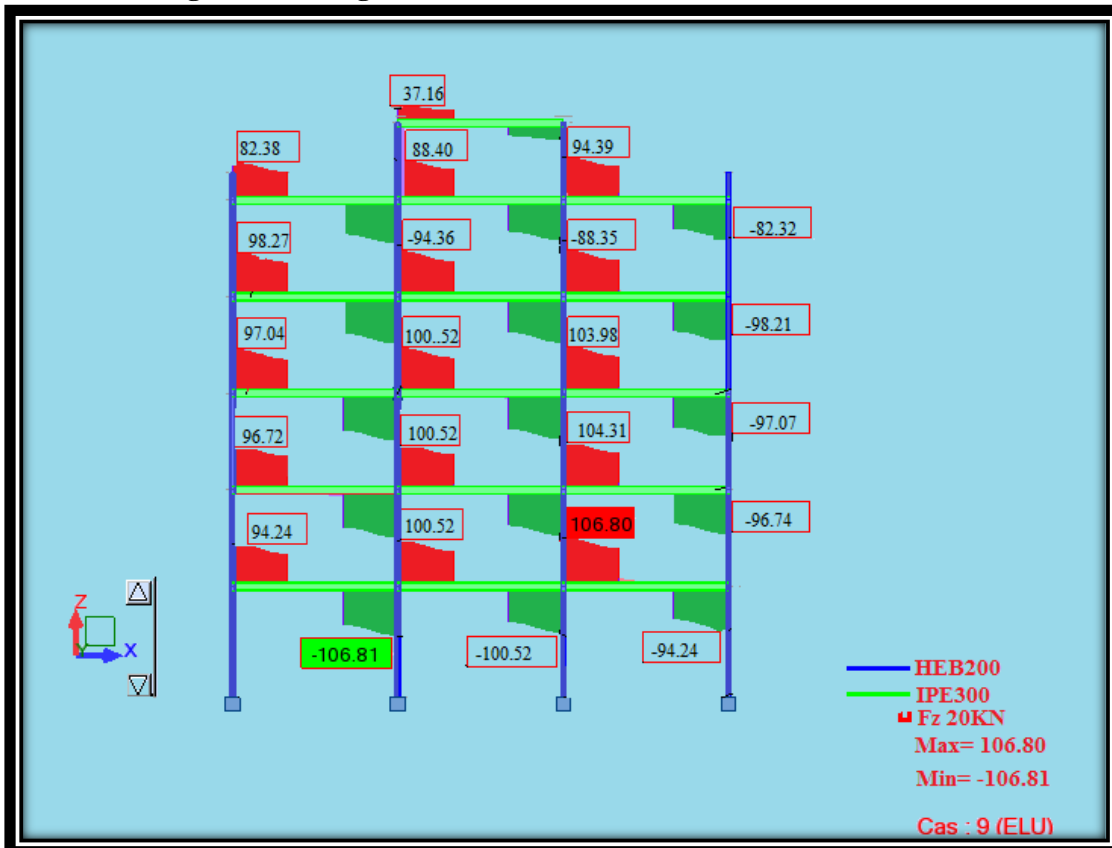


Figure 3.6 : Diagramme des efforts tranchants sur les poutres principales

3.4- Vérification de la stabilité au déversement

3.4.1- Solives

Les solives à chaque étage du bâtiment sont bi-articulés et ils sont soumis a une flexion simple accompagnée d'un effort tranchant, il s'agit alors de vérifier leur stabilité au déversement sous la combinaison (1,35G + 1,5Q). La Figure 3.7 présente les diagrammes de $M_{y,sd}$ et de V_{sd} pour la solive le plus sollicité.

Données

Poutre **IPE200** uniformément chargée, bi-articulée, et maintenue latéralement aux 2 extrémités facteur de sécurité ELU

$$\gamma_G=1.35, \gamma_Q=1.5$$

$$\gamma_{M0}=1.1, \gamma_{M1}=1.1$$

- Longueur de la poutre 4m.
- Bande de charge de la poutre 2m.
- Epaisseur de la dalle 12cm.
- Charge permanente 2.26KN/m².
- Surcharge 2.5KN/m².
- Masse volumique du béton 25KN/m³
- Qualité d'acier S235.
- Profile de la poutre **IPE200**.

$$h=200\text{mm}$$

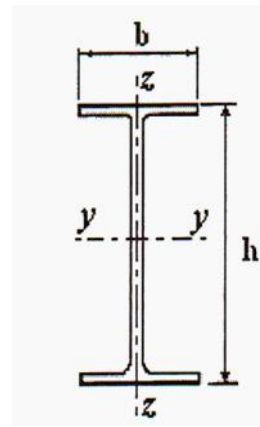
$$b=100\text{mm}$$

$$t_w=5.6\text{mm}$$

$$t_f=8.5\text{mm}$$

$$r=12\text{mm}$$

$$22.4\text{Kg/m}$$



$$A=28.5\text{cm}^2$$

$$I_y=1943.2\text{cm}^4$$

$$I_z=142.31\text{cm}^4$$

$$I_w=12.99 \cdot 10^{-3}\text{cm}^6$$

$$I_t=6.98\text{cm}^4$$

$$W_{el,y}=194.3\text{cm}^3$$

$$W_{pl,y}=220.6\text{cm}^3$$

$$i_y=8.26\text{cm}$$

$$i_z=2.24\text{cm}$$

Evaluation des charges

Charge permanentes

$$\text{Poids propre de la poutre} \quad 0.224\text{KN/m}$$

$$\text{Poids du plancher} \quad 0.12 \times 25 = 3\text{KN/m}^2$$

$$\text{Soit } G=0.224+(3+2.26) \times 2=10.74\text{KN/m}$$

Surcharges

$$Q=2.5 \times 2 = 5\text{KN/m}$$

$$\text{Charge E.L.U} \quad P=\gamma_G G + \gamma_Q Q = 1.35 \times 10.74 + 1.5 \times 5 = 21.9\text{KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{P \cdot l^2}{8} = 43.9 \text{ KN.m}$$

$$V_{y,sd} = \frac{P \cdot l}{2} = 43.9 \text{ KN}$$

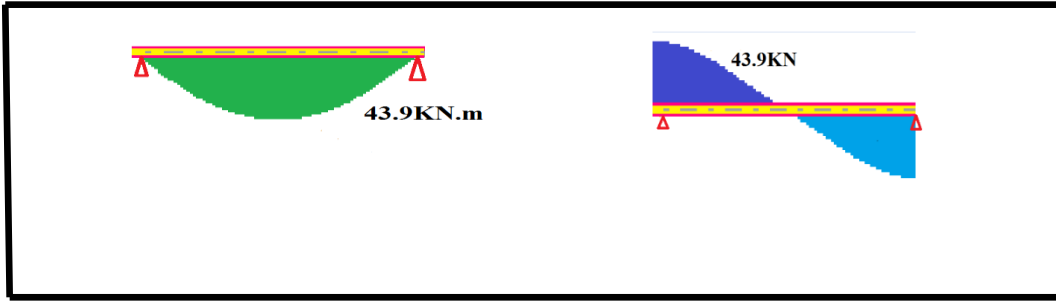


Figure 3.7 : Diagrammes de $M_{y,sd}$ et de $V_{y,sd}$ sur la solive le plus sollicité

Classification du profil

L'épaisseur de l'âme et des semelles du profil sont inférieures à 40mm, donc $f_y=235\text{MPa}$

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

- Semelle comprimée

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (100 - 5.6 - 2(12)) / 2 = 35.2 \text{ mm}$$

$$c / t_w = 35.2 / 8.5 = 4.14 \leq 9 \varepsilon = 9 \rightarrow \text{classe 1}$$

- Ame fléchie

$$d = h - 2t - 2 \cdot r = 200 - 2(8.5) - 2(12) = 159 \text{ mm}$$

$$d / t_w = 159 / 5.6 = 28.39 < 72 \varepsilon = 72 \rightarrow \text{classe 1}$$

Résistance en section

Le moment résistant d'une section de classe 1 est donnée par

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{220.6 \times 235}{1.1} \right) \times 10^{-3} = 47.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 44 / 47.12 = 0.93 < 1 \quad \text{ok}$$

Résistance en stabilité

- Calcul du moment critique de déversement

Pour déterminer la stabilité au moment d'une poutre non maintenue latéralement, le facteur de réduction de déversement doit être déterminé. Le calcul suivant détermine ce facteur par le calcul du moment critique élastique de déversement

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

- Pour une section transversale constante et doublement symétrique, puisque $z_j = 0$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g) \right\}$$

$K = 1$ (Aucun blocage de la rotation aux appuis).

$K_w = 1$ (Aucun empêchement du gauchissement de la section aux appuis).

$Z_g = h/2 = 100 \text{ mm}$ (la poutre chargée sur la semelle supérieure).

$$C_1 = 1.132 \quad ; \quad C_2 = 0.459 \quad ; \quad C_3 = 0.525$$

$$\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 142.31 \times 10^4}{(4000)^2} \times 10^{-3} = 184.15 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times 184.15 \left\{ \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \frac{12.99 \times 10^{-3}}{142.31} \times 100 + \frac{80770 \times 69800}{184150} + (0,459 \times 100)^2} - 0,459 \times 100 \right\}$$

$$M_{cr} = 37.70 \text{ kN.m}$$

- **L'élancement réduit du déversement**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 220600 \times 235 \times 10^{-6}}{37.70}} = 1.17 \quad (\beta_w = 1 \text{ classe 1 et 2}).$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.17 > 0,4 \rightarrow$ Donc, il y'a risque de déversement de cette poutre.

- **La courbe de flambement :**

pour les profils lamines \rightarrow La courbe « a » $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$.

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 (1 + 0,21 \cdot (1.17 - 0,2) + (1.17)^2)$$

$$\phi_{LT} = 1,286$$

- **Le coefficient de réduction χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,286 + \sqrt{(1,286)^2 - (1.17)^2}} = 0,95 \leq 1.$$

- **Calcul de la stabilité de l'élément**

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{b,Rd} = \left(0,95 \times 22060 \times \frac{235}{1,1}\right) \times 10^{-6} = 44.7 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,Sd} / M_{b,Rd} = 43.9 / 44.7 = 0.98 < 1 \quad \text{OK.}$$

✓ **Cette poutre résiste au déversement.**

- **Effort tranchant**

En l'absence de torsion, l'effort tranchant résistant dépend de l'aire de cisaillement qui est donnée par

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f$$

$$\text{Soit } A_v = 2850 - 2(100) \times 8.5 + (5.6 + 2 \times 12) \times 8.5 = 1401.6 \text{ mm}^2$$

L'effort tranchant plastique résistant vaut

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1401.6 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1} = 172.877 \text{ kN}$$

$$V_{y,Sd} / V_{pl,Rd} = 43,9 / 172.87 = 0.25 < 1 \quad \text{OK.}$$

3.4.2- Poutres principales

Les poutres principales à chaque étage du bâtiment sont bi-encastées aux poteaux et ils sont soumis à une flexion simple accompagnée d'un effort tranchant, il s'agit alors de vérifier leur stabilité au déversement sous la combinaison la plus défavorable. Le Tableau 3.2 donne les valeurs de sollicitations $M_{y,sd}$ et de V_{sd} dans la poutre de rive qu'elle est la plus sollicitée.

Tableau 3.2: Sollicitations ($M_{y,sd}$ et V_{sd}) dans la poutre la plus sollicitée

Combinaison	$M_{y,sd}$	V_{sd}
1.35G + 1.5Q	72.89KN.m	106.80KN

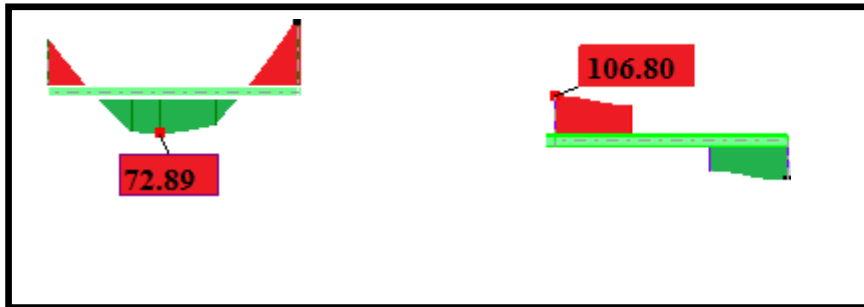
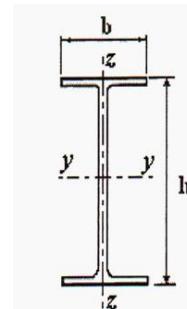


Figure 3.8 : Diagrammes de $M_{y,sd}$ et de $V_{y,sd}$ sur la poutre la plus sollicitée

Données

- Longueur de la poutre 6m.
 - Masse volumique du béton 25KN/m³
 - Qualité d'acier S235
 - Profile de la poutre **IPE300**.
 - Poids propre de la poutre 0.422KN/m
- $h=300\text{mm}$
 $b=150\text{mm}$
 $t_w=7.1\text{mm}$
 $t_f=10.7\text{mm}$
 $r=15\text{mm}$



$A=53.8\text{cm}^2$
 $I_y=8356.1\text{cm}^4$
 $I_z=603.62\text{cm}^4$
 $I_w=125.9 \cdot 10^{-3}\text{cm}^6$
 $I_t=20.12\text{cm}^4$
 $W_{el,y}=557.1\text{cm}^3$
 $W_{pl,y}=628.4\text{cm}^3$
 $i_y=12.46\text{cm}$
 $i_z=3.35\text{cm}$

Classification du profilé

L'épaisseur de l'âme et des semelles du profilé sont inférieures à 40mm, donc $f_y=235\text{MPa}$

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

- Semelle comprimée

$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2 = (150 - 7.1 - 2(15)) / 2 = 56.45 \text{ mm}$$

$$c / t_w = 56.45 / 7.1 = 7.95 \leq 9\varepsilon = 9 \rightarrow \text{classe 1}$$

- Ame fléchie

$$d = h - 2t_f - 2 \cdot r = 300 - 2(10.7) - 2(15) = 248.6 \text{ mm}$$

$$d / t_w = 248.6 / 7.1 = 35.01 < 72 \varepsilon = 72 \rightarrow \text{classe 1}$$

Résistance en section

Le moment résistant d'une section de classe 1 est donnée par

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{628.4 \times 235}{1.1} \right) \times 10^{-3} = 134.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.Sd} / M_{c.Rd} = 72.89 / 134.24 = 0.54 < 1 \quad \text{ok}$$

Résistance en stabilité

- Calcul du moment critique de déversement

Pour déterminer la stabilité au moment d'une poutre non maintenue latéralement, le facteur de réduction de déversement doit être déterminé. Le calcul suivant détermine ce facteur par le calcul du moment critique élastique de déversement

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

- Pour une section transversale constante et doublement symétrique, puisque $z_j = 0$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g) \right\}$$

$K = 1$ (Aucun blocage de la rotation aux appuis).

$K_w = 1$ (Aucun empêchement du gauchissement de la section aux appuis).

$Z_g = h/2 = 150 \text{ mm}$ (la poutre chargée sur la semelle supérieure).

$$C_1 = 1.132 \quad ; \quad C_2 = 0.459 \quad ; \quad C_3 = 0.525$$

$$\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 603,62 \times 10^4}{(6000)^2} \times 10^{-3} = 347.16 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times 347.16 \left\{ \sqrt{\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{125,93 \times 10^{-3}}{603,62} \times 100 + \frac{80770 \times 201200}{347160} + (0,459 \times 150)^2} - 0,459 \times 150 \right\}$$

$$M_{cr} = 85.01 \text{ kN.m}$$

- L'élancement réduit du déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 628400 \times 235 \times 10^{-6}}{85.01}} = 1.31 \quad (\beta_w = 1 \text{ classe 1 et 2}).$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.31 > 0,4 \rightarrow$ Donc, il y'a risque de déversement de cette poutre.

- La courbe de flambement :

pour les profils lamines \rightarrow La courbe « a » $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21.$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 [1 + 0,21 \cdot (1,31 - 0,2) + (1,31)^2]$$

$$\phi_{LT} = 1,474$$

- **Le coefficient de réduction χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{1,474 + \sqrt{(1,474)^2 - (1,31)^2}} = 0,55 \leq 1.$$

- **Calcul de la stabilité de l'élément**

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{b,Rd} = \left(0,55 \times 1 \times 628400 \times \frac{235}{1,1} \right) \times 10^{-6} = 73,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} / M_{b,Rd} = 72,89 / 73,83 = 0,98 < 1 \quad \text{OK.}$$

✓ **Cette poutre résiste au déversement.**

- **Effort tranchant**

En l'absence de torsion, l'effort tranchant résistant dépend de l'aire de cisaillement qui est donnée par

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

$$\text{Soit } A_v = 5380 - 2(150) \times 10,7 + (7,1 + 2 \times 15) \times 10,7 = 2566,9 \text{ mm}^2$$

L'effort tranchant plastique résistant vaut

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2566,9 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 316,60 \text{ kN}$$

$$V_{y,sd} / V_{pl,Rd} = 106,80 / 316,60 = 0,33 < 1 \quad \text{OK.}$$

Conclusion générale et Perspectives

Conclusion :

Le but de ce travail de recherche était l'étude calcul des poutres métallique selon le règlement Algérien C.C.M 97, et plus précisément sur la vérification de la stabilité au déversement des poutres métalliques constituant l'ossature des bâtiments métalliques à étages multiples.

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

Le 1^{er} chapitre : a été consacré à une étude bibliographique, de recherche sur les poutres métalliques de différents types, pour mieux comprendre leurs comportements.

Le 2^{eme} chapitre : est consacrée à l'aspect réglementaire du déversement, étude comment vérifier la stabilité au déversement des poutres selon le règlement Algérien *C.C.M97*

Le 3^{eme} chapitre : On a donné un exemple d'application sur le dimensionnement des poutres d'un bâtiment à étages multiples en charpente métallique, le calcul des sollicitations a été fait par le logiciel Robot (Version 2010).

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

- ❖ Le déversement est un mode de ruine dangereux, pour les semelles comprimées des poutres fléchies.
- ❖ Côté sécurité, Après calcul des sollicitations qui ont été fait par le logiciel Robot (Version 2010).et application numérique : les conditions vérifiées et cette bâtiment résiste au déversement.

Perspectives :

Comme perspective, nous proposons les thèmes suivants :

- Calcul des poutres mixtes acier – béton.
- Réalisation des essais expérimentaux sur les poutres métallique.
- Elaboration des programmes pour le calcul des poutres métalliques selon le règlement Algérien C.C.M.97 pour la faciliter les calculs.
- Etude comparative entre logiciel ROBOT (version 10) et logiciel SAP2000 (version 2014) pour le calcul des sollicitations..

Références bibliographiques

- [1] **Auto desk Robot** structural analysais Professional 2010.
- [2] **BAEL91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé** suivant la méthode des états limites révisées 99 MINISTERE DE l'habitat et de l'urbanisme, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- [3] **Baraka Abdelhak** Cours en charpente métallique I selon le règlement Algéien C.C.M.97 et l'Eurocode 3 -2016
- [4] **C.M.66-** Règles de calcul des constructions en acier- Editions EYROLLE décembre 1966.
- [5] **DTR BCC2.2** charges permanentes et surcharges d'exploitation Alger-Arrêté du 07.11.88
- [6] **Eurocode 3** - Calcul des constructions en acier- janvier 1993.
- [7] **Hirt M., Crisinel M.**, Traité de génie civil - Charpentes métalliques, “conception et dimensionnement des halles et bâtiments”, Volume 11 ; Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2001.
- [8] **Ir. Jacques Dehard.** Eléments fléchis - **INSTITUT HEMES GRAMME** - Deh 2009
- [9] **JEAN-MOREL** Calcul Des Structures Métallique Selon l'Eurocode3 - Edition : Eyrolles 1994.
- [10] **RNV99-**Règlement Neige et Vent Algérienne (NV 65, NV99).
- [11] **RPA99/2003** -Règles Parasismiques Algériennes -Alger, 2003.

Annexes

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005									
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I_y	W_{ely}	W_{ply} ♦	i_y	A_{yz}	I_z	W_{elz}	W_{plz} ♦	i_z	s_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹										
IPEAA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEAA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEAA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEAA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I_y	W_{ey}	W_{ply} ▲	i_y	A_{yz}	I_z	W_{ez}	W_{piz} ▲	i_z	s_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355				S460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹										
IPEAA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPEA 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPEA 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEA 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I_y mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,y}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,y}$ mm ³ x10 ³	i_y mm x10	A_{ez} mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,z}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,z}$ mm ³ x10 ³	i_z mm x10	S_x mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,28	82,08	2,64	53,06	29,30	6,16	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 C	39,2	1388	213,6	252,9	5,27	15,91	497,7	80,92	124,2	3,16	55,56	40,96	16,12	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 C	48,2	2330	310,6	363,8	6,16	18,62	830,3	116,1	177,7	3,68	58,06	55,68	36,64	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 C	59,2	3704	435,8	507,6	7,01	24,05	1302	159,8	244,9	4,16	64,57	79,21	75,04	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 C	69,8	5543	583,5	675,0	7,89	27,30	1944	212,5	324,9	4,68	67,07	102,1	141,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 C	81,9	8029	764,7	880,6	8,77	32,78	2794	275,3	421,0	5,17	73,09	135,1	251,7	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓