

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ ABOU BEKR BELKAID DE TLEMCEN  
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE  
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'OBTENTION DE DIPLÔME EN MASTER  
CONSTRUCTION MÉTALLIQUE ET MIXTE

**Thème :**

**Etude comparative dans le dimensionnement d'un  
hall métallique entre CCM97/EC3 et AISC**

Présenté par :

Mme MEGHACHOU Amel

Mme BENACHOUR Samia

Soutenu le 29/11/2020, devant le jury composé de :

M<sup>f</sup> ABOUBEKR N.

Président du jury

M<sup>f</sup> MISSOUM A.

Examineur

M<sup>f</sup> HAMD AOUI K.

Encadrant

M<sup>f</sup> BOUMECHRA N.

Encadrant

2019/2020

## REMERCIEMENTS

*Nous tenons tout d'abord à remercier DIEU le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.*

*En témoignage de notre gratitude et de notre respect, nous adressons nos sincères remerciements à nos encadrants Mr BOUMECHRA N. pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail et Mr HAMDAOUI K. pour ses directives et son soutien.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail notamment nos maris et nos familles que nous avons parfois délaissés pour que ce travail aboutisse.*

# DEDICACE

*A toute ma famille...*

## DEDICACE

*Je dédie ce mémoire à :*

*Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*Mon mari : Omar.*

*Mon frère et sœurs : Karim, Manel et Amira.*

*A ma binôme Amel*

*Toute la promotion de génie civil.*

.

## NOTATIONS ET SYMBOLES CCM97/EC3

- **Actions :**

G	Charge permanente ponctuelle.
Q	Charge d'exploitation ponctuelle.
S	Charge de neige normale.
W	Charge du vent normale.

- **Sollicitations, contraintes et déformations :**

$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.
$f_y$	Limite d'élasticité d'un acier.
$M_{0,Rd}$	Moment résistant au voilement local.
$M_{b,Rd}$	Moment résistant au déversement.
$M_{el,Rd}$	Moment résistant élastique.
$M_{N,Rd}$	Moment résistant à la flexion et l'effort normal.
$M_{Ny,Rd}$	Moment résistant à la flexion et l'effort normal selon l'axe Y-Y.
$M_{Nz,Rd}$	Moment résistant à la flexion et l'effort normal selon l'axe Z-Z.
$M_{pl}$	Moment plastique.
$M_{pl,Rd}$	Moment résistant plastique.
$M_{ply,Rd}$	Moment plastique résistant selon l'axe Y-Y.
$M_{plz,Rd}$	Moment plastique résistant selon l'axe Z-Z.
$M_{Rd}$	Moment résistant.
$M_{Sd}$	Moment sollicitant.
$N_{0,Rd}$	Effort normal résistant de la section brute au voilement local.
$N_{cr}$	Effort normal critique élastique pour le mode de flambement approprié.
$N_{net,Rd}$	Effort normal résistant plastique de la section nette (boulons précontraints).
$N_{pl,Rd}$	Effort normal résistant de plastification de la section brute.
$N_{Rd}$	Effort normal résistant.
$N_{Sd}$	Effort normal sollicitant.
$N_{t,Rd}$	Effort normal résistant de traction de la section.
$N_{u,Rd}$	Effort normal résistant ultime de la section nette (boulons ordinaires).
$V_{pl,Rd}$	Effort tranchant résistant de plastification au cisaillement.
$V_{Sd}$	Effort tranchant sollicitant.
$V_{y,Sd}$	Effort tranchant dans le plan des semelles.
$V_{z,Sd}$	Effort tranchant dans le plan de l'âme.
$W_{eff}$	Module de résistance élastique de la section efficace.
$W_{ely}$	Module de résistance élastique de la section suivant l'axe Y-Y.

$W_{elz}$	Module de résistance élastique de la section suivant l'axe Z-Z.
$W_{ply}$	Module de résistance plastique de la section suivant l'axe Y-Y.
$W_{plz}$	Module de résistance plastique de la section suivant l'axe Z-Z.

• **Coefficients et grandeurs sans dimensions :**

$\alpha$	Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale.
$\beta_A$	Facteur de correction.
$\beta_w$	Facteur de corrélation.
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent du flambement.
$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent de déversement.
$\gamma_M$	Coefficient partiel de sécurité du matériau.
$\chi$	Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.
$\chi_{LT}$	Facteur de réduction vis-à-vis de déversement.
$\lambda$	Elancement.
$\frac{\lambda 1}{\lambda}$	Elancement eulérien.
$\frac{\lambda}{\lambda_{LT}}$	Elancement réduit vis-à-vis du flambement.
$\alpha$	Facteurs d'imperfection pour le flambement.
$\alpha_{LT}$	Facteurs d'imperfection pour le déversement.
$\Phi$	Valeur pour déterminer le coefficient $\chi$ .
$\Psi$	Coefficient de combinaison.

• **Caractéristiques géométriques :**

$A$	Aire de la section transversale.
$A_{eff}$	Aire efficace de la section transversale.
$A_{net}$	Aire nette de la section transversale.
$A_t$	Section transversale des trous de boulon.
$A_v$	Aire de cisaillement.
$b$	Largeur du profilé.
$d$	Diamètre du boulon.
$d_0$	Diamètre du trou du boulon.
$h$	Hauteur du profilé.
$I_y$	Moment d'inertie suivant l'axe Y-Y.
$i_y$	Rayon de giration suivant l'axe Y-Y.
$i_z$	Rayon de giration suivant l'axe Z-Z.
$I_z$	Moment d'inertie suivant l'axe Z-Z.
$r$	Rayon de raccordement âme/semelle.
$t_f$	Epaisseur de semelle.
$t_w$	Epaisseur d'âme.

# NOTATIONS ET SYMBOLES DU RÈGLEMENT AISC

- **Actions :**

<b>G</b>	Charge permanente ponctuelle.
<b>Q</b>	Charge d'exploitation ponctuelle.
<b>S</b>	Charge de neige normale.
<b>W</b>	Charge du vent normale.

- **Sollicitations, contraintes et déformations :**

$F_{cr}$	Contrainte critique.
$F_e$	Contrainte de flambement élastique.
$F_{el}$	Contrainte de flambement locale élastique.
$F_u$	Limite de rupture.
$F_y$	Limite élastique.
$J_c$	Moment quadratique de torsion.
$M_c$	Moment résistant de flexion.
$M_{max}$	Valeur absolue du moment maximum dans le segment.
$M_n$	Résistance nominale de flexion.
$M_p$	Moment de flexion plastique.
$M_r$	Moment de flexion calculé.
$P_c$	Résistance de la barre à la compression.
$P_n$	Résistance nominale.
$P_r$	Effort normal de compression calculé.
$S_x$	Module de section élastique autour de l'axe Y-Y.
$V_n$	Résistance nominale à l'effort tranchant.
$Z_y$	Module de la section plastique selon l'axe Y-Y.
$Z_z$	Module de la section plastique selon l'axe Z-Z.

- **Coefficients et grandeurs sans dimensions :**

$\Phi_t$	Facteur de résistance à la traction.
$\Phi_c$	Facteur de résistance à la compression.
$\Phi_v$	Facteur de résistance à l'effort tranchant.
$\Phi_b$	Facteur de résistance à la flexion.
$\lambda$	Rapport largeur épaisseur de l'élément.
$\lambda_r$	Rapport largeur épaisseur limite.
$\lambda_p$	Limite des sections compactes.
$U$	Facteur de décalage de cisaillement.
$K$	Facteur de longueur effective.
$C_1$	Facteur d'ajustement des imperfections de longueur effective.
$C_b$	Facteur de modification du déversement.
$C_w$	Constante de gauchissement.
$C_{v1}$	Coefficient de la résistance au cisaillement de l'âme.

- **Caractéristiques géométriques**

<b><math>A_g</math></b>	Section brute du profilé.
<b><math>A_e</math></b>	Section nette effective du profilé.
<b><math>A_n</math></b>	Section nette.
<b><math>A_w</math></b>	Section de l'âme.
<b><math>b</math></b>	Largeur du profilé.
<b><math>h</math></b>	Distance entre les semelles sans rayon de congé.
<b><math>h_0</math></b>	Distance entre les centres de gravités des semelles.
<b><math>t_f</math></b>	Épaisseur de semelle.
<b><math>t_w</math></b>	Épaisseur d'âme.
<b><math>r</math></b>	Rayon de giration.
<b><math>I_y</math></b>	Moment d'inertie autour de l'axe Z-Z.
<b><math>r_i</math></b>	Rayon de giration minimum d'une seule pièce.
<b><math>r_z</math></b>	Rayon de giration suivant l'axe Z-Z.
<b><math>a</math></b>	Distance entre les boulons.
<b><math>L</math></b>	Longueur de la barre.
<b><math>L_b</math></b>	Longueur entre points non déplaçables.
<b><math>L_c</math></b>	Longueur effective de la membrure.
<b><math>L_p</math></b>	Longueur non entretenue.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\ 000\ \text{MPa}$ ).
<b>G</b>	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 81\ 000\ \text{MPa}$ ).

## LISTE DES FIGURES

- Figure 1** : Comportement des sections selon la classification de l'EC3.
- Figure 2** : Le flambement.
- Figure 3** : Le déversement.
- Figure 4** : Le voilement.
- Figure 5** : Section nette et section brute de la section transversale.
- Figure 6** : Effort de compression appliqué sur la section transversale d'un IPE.
- Figure 7** : Diagramme des contraintes de flexion dans une section de classe 1,2.
- Figure 8** : Diagramme des contraintes de flexion dans une section de classe 3.
- Figure 9** : Diagramme des contraintes de flexion dans une section de classe 4.
- Figure 10** : Allure de courbe de flambement.
- Figure 11** : Courbe représentant le déplacement en fonction de la charge.
- Figure 12** : Résistance à la flexion en fonction de l'élanement  $\lambda$ .
- Figure 13**: Couvre-joint.
- Figure 14**: Cornières jumelés.
- Figure 15**: Membrane inférieure en IPE 330.
- Figure 16**: Moments aux extrémités de la membrane.
- Figure 17**: Sollicitations appliquées sur le poteau.
- Figure 18**: Diagramme des moments dans le poteau.
- Figure 19**: longueur des connections.
- Figure 20**: Excentricité des connections de semelles.
- Figure 21**: Emplacement des boulons entre les cornières.
- Figure 22**: Diagramme des moments pour la membrane IPE 330 en flexion simple.
- Figure 23** : Hangar métallique.
- Figure 24**: Panne soumise aux forces du vent et de la neige.
- Figure 25**: Représentation du cisaillement dans la panne.
- Figure 26**: Diagramme des moments dans la panne.
- Figure 27**: Poteau soumis à son propre poids et aux charges du vent selon y-y.
- Figure 28**: Poteau soumis à son propre poids et aux charges du vent selon y-y.
- Figure 29**: Traverse de portique intermédiaire.
- Figure 30**: Contreventement (Palais de stabilité).
- Figure 31**: Diagramme des moments pour la membrane IPE 160 en flexion.
- Figure 32**: Longueur de connections.
- Figure 33**: Excentricité des connections.

# LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1** : Synthèse des règlements de calculs – Contraintes admissibles.
- Tableau 2** : Normes ENV de calcul et de conception de la construction en acier.
- Tableau 3** : Normes EN de calcul et conception de la construction métallique.
- Tableau 4** : Descriptions de chaque classification selon l'EC3.
- Tableau 5** : Classification des sections selon l'EC3.
- Tableau 6** : Valeurs des coefficients partiels selon CCM97 et EC3 en traction.
- Tableau 7** : Valeurs des coefficients partiels selon CCM97 et EC3 en compression.
- Tableau 8** : Valeurs des coefficients partiels selon CCM97 et EC3 en flexion.
- Tableau 9** : Aire de cisaillement en fonction de la section transversale et de la direction de l'effort.
- Tableau 10** : Valeurs des coefficients partiels selon CCM97 et EC3 en cisaillement.
- Tableau 11** : Longueur de flambement en fonction des appuis.
- Tableau 12** : Facteur d'imperfection  $\alpha$  selon EC3 et CCM97.
- Tableau 13** : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section.
- Tableau 14** : Classification des sections transversales selon l'AISC.
- Tableau 15** : Rapport largeur épaisseur pour un élément soumis à la compression.
- Tableau 16** : Rapports largeur épaisseur pour les semelles d'un élément soumis à la flexion.
- Tableau 17** : Rapports largeur épaisseur pour l'âme d'un élément soumis à la flexion.
- Tableau 18** : Facteur de décalage de cisaillement pour les membrures en traction.
- Tableau 19** : Facteurs d'imperfections pour la largeur effective.
- Tableau 20** : Caractéristiques de la nuance d'acier S235.
- Tableau 21** : Tableau démonstratif des résultats obtenus des calculs de l'exemple choisi.
- Tableau 22** : Efforts maximums sur les pannes en ELU calculés par SAP2000.
- Tableau 23** : Efforts maximums sur les poteaux HEA280 calculés par SAP2000.
- Tableau 24** : Efforts maximums sur les poteaux HEA320 en ELU calculés par SAP2000.
- Tableau 25** : Efforts maximums sur les traverses en ELU calculés par SAP2000.
- Tableau 26** : Efforts maximums sur les contreventements en ELU calculés par SAP2000.
- Tableau 27** : Efforts maximums sur les pannes en LRFD calculés par SAP2000.
- Tableau 28** : Efforts maximums sur les poteaux HEA280 en LRFD calculés par SAP2000.
- Tableau 29** : Efforts maximums sur les poteaux HEA320 en LRFD calculés par SAP2000.
- Tableau 30** : Efforts maximums sur les traverses en LRFD calculés par SAP2000.
- Tableau 31** : Efforts maximums sur les contreventements en LRFD calculés par SAP2000.
- Tableau 32** : Système des axes de références selon EC3-CCM97 et AISC.

**Tableau 33** : Symboles utilisés selon EC3-CCM97 et AISC.

**Tableau 34** : Classification d'une section transversale d'après l'EC3 et équivalence dans l'AISC-LRFD .

**Tableau 35** : Classification d'une section transversale d'après l'EC3 et l'AISC-LRFD.

**Tableau 36** : Tableau des différences entre l'EC3/CCM97 et l'AISC.

**Tableau 37** : Tableau récapitulatif des résultats de vérification obtenus pour l'EC3/CCM97 et l'AISC.

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

- EC3 :** Eurocode 3 (règlement européen).
- CCM97 :** Conception et Calcul des structures Métalliques 1997 (règlement algérien).
- CM66 :** Conception et Calcul 1966 (règlement algérien).
- RPA99 :** Règles Parasismiques Algériennes 1999.
- RNV99 :** Règles définissant les effets de la Neige et du Vent 1999 (règlement algérien).
- AISC :** American Institute of Steel Construction.
- LRFD :** Load and Resistance Factor Design.
- ASD :** Allowable Strength Design.
- CEN :** Comité Européen de Normalisation.
- EN :** Normes Européennes.
- DAN :** Document d'Application Nationale.
- ELU :** Etats Limites Ultimes.
- ELS :** Etats Limites de Service.

# SOMMAIRE

NOTATIONS ET SYMBOLES CCM97/EC3	
NOTATIONS ET SYMBOLES DU RÈGLEMENT AISC	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES ABRÉVIATIONS	
SOMMAIRE	
RESUME	
ABSTRACT	
ملخص	
INTRODUCTION GÉNÉRALE	

1. <b>CHAPITRE 1:</b> Calcul des éléments métalliques par l'EC3, le CCM97 et l'AISC.	
1.1. Introduction.....	1
1.2. Historique.....	1
1.2.1. Historique de l'Eurocode3.....	2
1.2.2. Historique du CCM97.....	5
1.2.3. Historique de l'AISC.....	5
1.3. Règlement de calcul EC3/CCM97.....	5
1.3.1. Classification des sections.....	5
1.3.2. Phénomènes d'instabilité élastique.....	7
- Flambement.....	7
- Déversement.....	8
- Voilement.....	8
1.3.3. Résistance des sections transversales.....	8
1.3.3.1. Résistance des sections transversales sans effet d'instabilités....	8
1.3.3.1.1. Traction simple.....	8
1.3.3.1.2. Compression simple.....	9
1.3.3.1.3. Flexion simple.....	10
1.3.3.1.4. Effort tranchant.....	12
1.3.3.1.5. Flexion et effort normal.....	13
1.3.3.1.6. Flexion, effort normal et effort tranchant.....	15
1.3.3.2. Résistance des sections transversales avec effets d'instabilités.....	16
1.3.3.2.1. Flambement des éléments comprimés.....	16
1.3.3.2.2. Déversement des éléments fléchis.....	18
1.3.3.2.3. Eléments comprimés et fléchis.....	19
1.3.3.2.3.1. Eléments à sections transversale de classe 1 ou 2.	19
1.3.3.2.3.2. Eléments à sections transversale de classe 3.....	20
1.3.3.2.3.3. Eléments à sections transversale de classe 4.....	20
1.4. Règlement de calcul AISC.....	21
1.4.1. Classification des sections.....	21
1.4.2. Résistance des sections transversales.....	23

1.4.2.1. Traction.....	23
1.4.2.2. Compression.....	25
1.4.2.2.1. Longueur effective.....	25
1.4.2.2.2. Flambement par flexion des éléments non-élancés.....	25
1.4.2.2.3. Flambement par flexion des éléments élancés.....	26
1.4.2.2.3.1. Membrures élancées sauf les HSS ronds.....	26
1.4.2.2.3.2. Membrure composée.....	27
1.4.2.3. Flexion.....	27
1.4.2.3.1. Membrure en I doublement symétrique et compacte.....	27
1.4.2.3.1.1. Limite élastique.....	27
1.4.2.3.1.2. Flambement latéral par torsion (Déversement).....	28
1.4.2.4. Effort tranchant .....	29
1.4.2.5. Flexion avec effort normal.....	30
1.4.2.5.1. Membrure doublement symétrique sujet à la flexion et la compression.....	30
1.5. Etude comparative entre l'EC3/CCM97 et l'AISC.....	31
1.5.1. Calcul des résistances des sections transversales selon EC3.....	32
1.5.1.1. Sans effets d'instabilité.....	32
1.5.1.1.1. Traction simple.....	32
1.5.1.1.2. Compression simple.....	33
1.5.1.1.3. Flexion simple.....	34
1.5.1.1.4. Efforts tranchants.....	35
1.5.1.1.5. Flexion et effort normal.....	36
1.5.1.2. Avec effets d'instabilité.....	38
1.5.1.2.1. Compression simple (Flambement des éléments com- primés).....	38
1.5.1.2.2. Flexion simple (Déversement des éléments fléchis).....	40
1.5.1.2.3. Flexion et effort normal (Flambement et déversement).....	42
1.5.2. Calcul des résistances des sections transversales selon AISC.....	49
1.5.2.1. Traction simple.....	49
1.5.2.2. Compression simple.....	51
1.5.2.3. Flexion simple.....	54
1.5.2.3.1. Limite élastique.....	55
1.5.2.3.2. Flambement latéral par torsion (Déversement).....	55
1.5.2.4. Effort tranchant.....	57
1.5.2.5. Flexion et effort normal.....	58
1.5.3. Comparaison des résultats de calculs obtenus pour EC3/CCM97 et AISC.....	65
1.5.3.1. Interprétation des résultats.....	66
<b>2. CHAPITRE 2 : Calcul d'un hangar métallique par l'EC3 et le CCM97.....</b>	<b>67</b>
2.1. Introduction.....	68
2.2. Présentation du projet.....	68
2.2.1. Matériaux utilisés.....	68

2.2.2.	Boulons d'assemblage.....	69
2.2.3.	Donnés géométriques du projet.....	69
2.2.4.	Chargements appliqués.....	70
2.3.	Modélisation du projet.....	70
2.4.	Vérification des sections transversales en utilisant l'EC3/CCM97.....	70
2.4.1.	Combinaison de charges.....	70
2.4.2.	Vérification des pannes.....	70
2.4.2.1.	Vérification de la résistance des pannes.....	71
2.4.2.1.1.	Vérification de la panne à la flexion bi-axiale.....	71
2.4.2.1.2.	Vérification de la panne au cisaillement.....	72
2.4.2.2.	Vérification de la stabilité de la panne.....	73
2.4.2.2.1.	Vérification de la panne au déversement.....	73
2.4.3.	Vérification des poteaux HEA280.....	74
2.4.3.1.	Vérification de la résistance du poteau HEA280.....	75
2.4.3.1.1.	Vérification au cisaillement.....	75
2.4.3.1.2.	Vérification à la compression.....	76
2.4.3.1.3.	Vérification à la flexion.....	76
2.4.3.2.	Vérifications du poteau aux instabilités.....	76
2.4.3.2.1.	Flambement.....	76
2.4.3.2.2.	Déversement.....	76
2.4.4.	Vérification du potelet HEA320.....	80
2.4.4.1.	Vérification de la section du potelet à la résistance.....	81
2.4.4.1.1.	Vérification au cisaillement.....	81
2.4.4.1.2.	Vérification à la compression.....	82
2.4.4.1.3.	Vérification à la flexion.....	82
2.4.4.2.	Vérification du potelet HEA320 aux instabilités.....	83
2.4.4.2.1.	Flambement.....	83
2.4.4.2.2.	Déversement.....	85
2.4.5.	Vérification des traverses.....	87
2.4.5.1.	Vérification de la section de la traverse à la résistance.....	87
2.4.5.1.1.	Vérification au cisaillement.....	87
2.4.5.1.2.	Vérification à la compression.....	88
2.4.5.1.3.	Vérification à la flexion.....	89
2.4.5.2.	Vérification de la traverse aux instabilités.....	89
2.4.5.2.1.	Flambement.....	89
2.4.5.2.2.	Déversement.....	91
2.4.6.	Vérification au des contreventements.....	93
2.4.6.1.	Vérification de la section de la diagonale du palais de stabilité à la résistance.....	93
2.4.6.1.1.	Vérification de la traction.....	93
3.	<b>CHAPITRE 3: Calcul d'un hangar métallique par l'AISC.....</b>	<b>95</b>
3.1.	Introduction.....	96
3.2.	Vérification des sections transversales en utilisant l'AISC.....	96

3.2.1.	Combinaisons de charges.....	96
3.2.2.	Vérification des pannes.....	96
3.2.2.1.	Vérification de la panne à la flexion.....	97
3.2.2.1.1.	Limite élastique.....	97
3.2.2.1.2.	Flambement latéral par torsion (Déversement).....	98
3.2.2.2.	Vérification de la panne au cisaillement.....	99
3.2.3.	Vérification des poteaux HEA280.....	100
3.2.3.1.	Vérification au cisaillement.....	100
3.2.4.	Vérification des poteaux à la flexion et la compression.....	101
3.2.5.	Vérification du potelet HEA320.....	107
3.2.5.1.	Vérification au cisaillement.....	107
3.2.5.2.	Vérification des poteaux à la flexion et la compression.....	108
3.2.6.	Vérification des traverses.....	114
3.2.6.1.	Vérification au cisaillement.....	114
3.2.7.	Vérification des poteaux à la flexion et la compression.....	115
3.2.8.	Vérification des contreventements.....	120
3.2.8.1.	Vérification à la traction de la diagonale du palais de stabilité... ..	121
4.	<b>CHAPITRE 4 : Analyse comparative entre les codes EC3/CCM97 et AISC.....</b>	123
4.1.	Introduction.....	124
4.2.	Comparaison entre les règlements EC3/CCM97 ET AISC.....	124
4.2.1.	Système des axes de références.....	124
4.2.2.	Lexiques des symboles utilisés.....	125
4.2.3.	Comparaison de la classification des sections selon les deux règlements.....	126
4.3.	Comparaison entre les résultats obtenus par le calculs selon EC3/CCM97 et AISC.....	127
4.4.	Synthèse des résultats.....	130
	CONCLUSION GENERALE.....	131

**ANNEXE : Caractéristiques des profilés utilisés dans le projet**  
**REFERNCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## **RÉSUMÉ :**

Notre étude consiste à comparer entre plusieurs règlements de construction en acier dans le dimensionnement d'un hall métallique. Les règlements en question sont : les Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97), l'Eurocode3 (EC3) et la spécification de l'American Institute of Steel Construction (AISC). Cette étude comparative va permettre d'orienter l'ingénieur concepteur qui se trouve face à une multitude de choix de réglementation pour pouvoir construire en équilibrant entre la durabilité du projet et son enveloppe budgétaire. Alors, quelles sont les différences entre tous ces règlements, et comment devons nous les utiliser pour mieux concevoir et construire nos structures en acier ?

Pour commencer notre étude, nous allons poser les étapes de calculs de la vérification à la résistance et à la stabilité avec la définition des annotations selon chaque règlement. Puis, procéder aux vérifications des éléments de la structure du hall métallique en utilisant ces étapes. Ensuite, comparer les résultats de la résistance obtenue pour chaque règlement et pour chaque élément, et en fin, faire une synthèse des résultats.

### **Mots-clés**

Étude comparative, règlements, construction en acier, EC3, CCM97, AISC.

## **ABSTRACT :**

Our study consists in comparing between several steel building regulations in the sizing of a metal hall. The regulations in question are: the Rules for the Design and Design of Steel Structures (CCM97), Eurocode3 (EC3) and the American Institute of Steel Construction (AISC). This comparative study will make it possible to orient the design engineer who is faced with a multitude of regulatory choices in order to be able to build taking into account the sustainability of the project and its budgetary envelope. So, what are the differences between all of these regulations, and how should we use them to better design and build our steel structures?

To begin our study, we are going to lay down the calculation steps of the resistance and stability verification with the definition of the annotations according to each regulation. Then proceed with the verifications of the structural elements of the metal hall using these steps. Then compare the results of the resistance obtained for each settlement and for each element, and finally, summarize the results.

### **Keywords**

Comparative study, regulations, steel construction, EC3, CCM97, AISC.

## ملخص:

تهتم دراستنا بالمقارنة بين العديد من أنظمة البناء المعدنية فيما يخص تحجيم القاعدة المعدنية والتأكد من مقاومتها و استقرارها. اللوائح المعنية هي: قواعد تصميم وتصميم الهياكل الفولاذية (CCM97 و Eurocode3 EC3) والمعهد الأمريكي للإنشاءات الفولاذية (AISC). ستسمح هذه الدراسة من توجيه مهندس التصميم الذي يقف أمام العديد من الخيارات التنظيمية حتى يتمكن من البناء مع تحقيق التوازن بين استدامة المشروع ومغلف ميزانيته. إذن ما هي الاختلافات بين كل هذه اللوائح، وكيف يجب علينا أن نستخدمها لتصميم وبناء هياكلنا الفولاذية بشكل أفضل؟

لبدء دراستنا، سنضع خطوات لحساب المقاومة والتحقق من الاستقرار مع تعريف الرموز التوضيحية وفقاً لكل لائحة. ثم نتابع عمليات التحقق من العناصر الإنشائية للقاعدة المعدنية باستخدام هذه الخطوات. ثم نقارن نتائج المقاومة التي تم الحصول عليها لكل تسوية ولكل عنصر. وأخيراً، نضع ملخصاً للنتائج نستوضح من خلاله أوجه الشبه و الاختلاف بين لوائح المنشآت المعدنية.

## الكلمات المفتاحية

مقارنة، لوائح، إنشاءات معدنية، EC3، CCM97، AISC.

## INTRODUCTION GÉNÉRALE :

De nos jours, la conception, la fabrication et le montage des structures en acier sont de plus en plus utilisées. 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'instabilités.

Les règlements et les codes mises au point par les scientifiques et les ingénieurs pour les constructions métalliques tiennent compte de ces spécifications et présentent des multitudes de solutions pour sécuriser le bâti tout en économisant les dépenses matérielles lors de la mise en œuvre.

En Europe, le règlement actuellement utilisé, développé par le Comité européen de normalisation est l'Eurocode3. Cette spécification, ci-après dénommée EC3, est basée en général sur la résistance caractéristique qui est divisée par le facteur partiel et puis comparé aux charges pondérées.

En Algérie, le CCM97 qui est l'abréviation de (*Conception et calcul des structures métalliques 1997*) est le règlement technique Algérien qui vient substituer le CM66 (*Conceptions et Calcul 66*) pour le calcul des constructions métalliques. Ce règlement est inspiré du règlement Européen unifié Eurocode3, et il respecte les recommandations spéciales pour l'Algérie dans le domaine Parasismique RPA99 (*Règles parasismiques Algériennes 1999*) et le domaine d'évaluation des surcharges climatiques de Neige et Vent, RNVA99 (*Règles définissant les effets de la neige et vent 1999*). [2]

Aux États-Unis, la (*Specifications for Structural Steel Buildings*) a été développé par l'AISC (*American Institute of Steel Construction*). Cette spécification, ci-après dénommée AISC-360, utilise à la fois les formats de conception à facteurs de charge et de résistance (LRFD) et de conception de résistance admissible (ASD). En général, les états limites qui régissent la conception sous une charge particulière sont donnés par l'AISC et la résistance nominale basée sur ces états limites est soit utilisée dans le format LRFD ou ASD.

Dans le format LRFD, la résistance nominale est multipliée par un facteur de résistance  $\phi$  qui a pour but d'inclure les incertitudes sur les propriétés matérielles et géométriques ainsi que celles de la modélisation.

Comme en AISC, en EC3, les facteurs de sécurité partiels sont utilisés pour tenir compte des mêmes types d'incertitudes que celles expliquées pour les facteurs de résistance  $\phi$  dans AISC-360. En d'autres termes, les facteurs de sécurité partiels ( $\gamma_M$ ) peuvent être considérés comme l'inverse des facteurs de résistance  $\phi$ . Les valeurs ( $\gamma_M$ ) recommandées sont 1,0 pour la flexion, 1,0 pour le flambement et 1,25 pour les états limites de rupture. Étant donné que les Eurocodes sont utilisés dans un certain nombre de pays différents, chaque État membre a le droit de choisir ses propres facteurs de sécurité partiels et de les publier dans une annexe nationale. Le code algérien CCM97 utilise un facteur de sécurité partielle de 1,1 pour la flexion. Sur la base de la discussion ci-dessous, il est évident que les trois règlements EC3, CCM97 et AISC utilisent les principes des états limites avec des facteurs différents pour tenir compte des incertitudes.

Le travail qui va suivre consiste à comparer la résistance et la stabilité d'une structure métallique obtenue selon l'EC3/CCM97 et l'AISC. Pour cela, nous commençons dans le premier chapitre par définir les formulations mathématiques et leurs conditions d'utilisation pour chaque règlement. Des exemples de vérification de quelques membrures viendront expliciter et illustrer ces formules. Le deuxième et le troisième chapitre feront l'objet de vérifications de la résistance et de la stabilité des éléments d'un hangar métallique en utilisant successivement les codes l'EC3/CCM97 et l'AISC. Le hangar est déjà prédimensionné et modélisé par le logiciel de calcul Sap2000. Enfin, un dernier chapitre viendra éclaircir les similitudes et les différences entre ces règlements. On termine notre mémoire par une conclusion générale des différents résultats recueillis et une synthèse de ces résultats.

Ce projet de fin d'étude nous permettra nous les étudiants en « Master construction métallique et mixte » d'apprendre à utiliser et à bien maîtriser les règlements de calcul et vérification des constructions métalliques par les codes européen EC3, algérien CCM97 et le code américain AISC.

# **CHAPITRE 1**

Calcul des éléments métalliques par  
l'EC3, le CCM97 et l'AISC

## 1.1 Introduction

Le développement effervescent de la construction «génie civil» et plus particulièrement celle métallique, ne touche pas seulement l'aspect matériel et architectural, plus loin encore, il touche aussi les méthodes de calculs et les concepts d'analyses et par conséquence les règlements de calcul appropriés ne cessent de s'innover pour rattraper ce progrès.

Dans ce qui va suivre nous allons voir l'historiques des règlements EC3, CCM97 et AISC et étaler les différentes formules de calculs en les employant dans un exemple de ferme à treillis supportée par des poteaux.

## 1.2 Historique :

Les règlements de construction sont les documents établis par un organe officiel (administration ou autorité responsable). Ils contiennent les dispositions visant à assurer les exigences de sécurité, de stabilité, d'hygiène, et le niveau du confort compatibles avec les exigences sociales et de l'environnement pendant la construction et pendant toute la durée de service du bâtiment.

De même, on défini les normes comme étant des documents définissant surtout les propriétés essentielles des matériaux, des composants et des produits constituant les bâtiments ainsi que leurs dimensions, leurs caractéristiques et leurs performances. Elles renseignent souvent aussi sur la façon dont ces caractéristiques peuvent être vérifiées. D'une manière générale, les normes sont liées aux règlements de construction du fait que les caractéristiques qu'elles définissent, satisfont aux exigences de ces règlements. C'est pourquoi les règlements y font, souvent, référence.

Les règlements de calculs dont le premier pour les ponts-rails datent du 26 février 1858, définissent les hypothèses de chargement et les contraintes admissibles pour les différents matériaux. Le tableau suivant regroupe les contraintes admissibles pour les matériaux métalliques selon les différents règlements de calcul jusqu'en 1960. [7]

Contraintes en kg/mm <sup>2</sup>	Fonte				Fer puddlé	Acier
	T	C	TF	CF	T-C	T-C
Règlement du 15/06/1869	1	5			6	
Règlement du 9/07/1877	1,5	5	3	5	6	
Règlement du 29/08/1891	1,5	6	2,5	6	6,5 ou 8,5	8,5 ou 11,5
Règlement du 8/01/1915	0	7 ou 6,5	0	7 ou 6,5		8 à 13,5
Règlement du 10/05/1927						13 ou 14
Circulaire du 7/02/1933					Ac 42 Ac 54	13 ou 14 18 ou 19
Règlement du 19/08/1960					Traction Compression	3/4 N 2/3 N

T : traction – C : compression – TF : traction/flexion – CF : compression/flexion

Tableau 1 : Synthèse des règlements de calculs – Contraintes admissibles [7].

Parmi les règlements de construction métallique les plus utilisés au monde actuellement on retrouve l'Eurocode 3 en Europe, l'AISC en Amérique et en Algérie le CCM 97 qui est une adaptation de l'Eurocode 3.

### 1.2.1. Historique de l'Eurocode 3 :

Dès 1980, la Commission des communautés européennes confiait à des groupes d'experts le soin de rédiger un ensemble de projets d'Eurocodes. En 1990, la Commission décidait de transférer au Comité Européen de Normalisation (CEN) la responsabilité de conduire jusqu'à son terme l'élaboration des Eurocodes sous la forme de normes. Un comité, le CEN/TC 250 était créé pour suivre et piloter ces travaux.

L'Eurocode 3 au stade ENV 1993, c'est-à-dire au stade de la norme expérimentale, est composé d'un ensemble de parties rappelées dans le tableau (2)

Partie	Intitulé (1)
Partie 1.1	Règles générales et règles pour les bâtiments
Partie 1.1(Annexes)	Annexes additionnelles
	— D : acier S420 et S460
	— G : torsion
	— H : modélisation
	— Jrev : calcul des assemblages
	— Krev : calcul des assemblages de profils creux
	— N : calcul des âmes ajourées
	— Z : détermination de la résistance à partir d'essais
Partie 1.2	Résistance au feu
Partie 1.3	Calcul des éléments minces profilés à froid
Partie 1.4	Calcul des structures en acier inoxydable
Partie 1.5	Résistance des plaques raidies chargées dans le plan
Partie 1.6	Résistance des coques cylindriques
Partie 1.7	Résistance des plaques raidies chargées hors du plan
Partie 2	Calcul des ponts métalliques
Partie 3.1	Tours et mâts
Partie 3.2	Cheminées
Partie 4.2	Réservoirs
Partie 4.3	Pipelines
Partie 5	Pieux et palplanches
Partie 6	Chemins de roulement

Tableau 2 – Normes ENV de calcul et de conception de la construction en acier.

Au stade EN (norme européenne), l'Eurocode 3 a été restructuré comme indiqué dans le tableau (3) pour répondre à trois préoccupations :

- premièrement, bien dissocier les documents génériques des documents relatifs à un domaine d'application particulier ;
- deuxièmement, introduire une hiérarchie claire entre documents permettant à l'utilisateur de s'y retrouver facilement ;
- troisièmement, éviter la duplication de règles particulières en se référant à des règles « génériques » (par exemple : fatigue, voilement) quel que soit le domaine d'application (bâtiment, ouvrage d'art).

L'Eurocode 3 ainsi que son (*Document d'Application Nationale*) DAN, qui constituent la norme expérimentale française de construction métallique XP P 22-311-1/A1 (Construction

métallique, Eurocode 3) « Calcul des structures en acier et document d'application nationale ».  
Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, étaient publiées en novembre 1999.

Partie	Intitulé
a) Parties « génériques »	
EN 1993-1-1	Règles générales pour le calcul des structures métalliques
EN 1993-1-2	Calcul du comportement au feu des structures en acier
EN 1993-1-3	Calcul des éléments minces formés à froid
EN 1993-1-4	Calcul des structures en acier inoxydable
EN 1993-1-5	Résistance au voilement des plaques raidies chargées dans le plan
EN 1993-1-6	Résistance des coques cylindriques
EN 1993-1-7	Résistance des plaques raidies chargées hors du plan
EN 1993-1-8	Calcul des assemblages
EN 1993-1-9	Résistance à la fatigue
EN 1993-1-10	Choix des aciers par la mécanique de la rupture
EN 1993-1-11	Résistance des câbles
b) Parties « applicatives »	
EN 1993-2	Ponts
EN 1993-3	Bâtiments
EN 1993-4-1	Silos
EN 1993-4-2	Réservoirs
EN 1993-4-3	Pipelines
EN 1993-5	Pieux
EN 1993-6	Chemins de roulement
EN 1993-7-1	Tours et mâts
EN 1993-7-2	Cheminées

Tableau 3 – Normes EN de calcul et conception de la construction métallique.

- Il contient une très grande densité de règles détaillées et complétées par les informations utiles à leur clarté et leur compréhension.
- L'EC3 est fondé sur le format semi-probabiliste de la sécurité. En d'autres termes, l'aptitude à l'exploitation normale relève des états limites de service (ELS) tandis que la résistance et la stabilité de la construction, et donc la sécurité des biens et des personnes, relèvent des états limites ultimes (ELU).
- Dans le même esprit, l'EC3 permet un choix éclairé du matériau acier, propose des détails constructifs appropriés, par exemple vis-à-vis de la fatigue et de la corrosion, et impose dans la mesure du nécessaire des contrôles, au niveau de la fabrication, du montage, voire de l'exploitation pour s'assurer du respect des hypothèses adoptées dans les calculs (ces conditions sont maintenant précisées dans l'ENV 1090-1).

### 1.2.2. Historique du CCM97 :

Les structures métalliques en Algérie durant l'époque coloniale étaient toutes construites selon les règlements et les décrets Français. Après l'indépendance c'est le CCM66 qui a été utilisé dans les bureaux d'étude Algérien, jusqu'en 1997, où le ministère de l'habitat algérien avec le centre national de recherche appliquée en génie parasismique ont remplacé le CCM66 par le CCM97, issu de l'Eurocode3, et qui respecte les spécifications du pays dans le parasismique, la neige et le vent.

### 1.2.3. Historique de l'AISC :

L'American Institute of Steel Construction (AISC) a été créé en 1921, et la première édition de sa norme de conception emblématique, la spécification pour les bâtiments en acier structurel, a été publiée en 1923.

Cette première édition ne comptait que 13 pages, mais c'est un puissant instrument pour unifier la pratique de l'acier de construction aux Etats-Unis.

Depuis lors, le document a été considérablement élargi pour inclure de nouvelles recherches et pratiques et il a été un modèle de normes équivalentes dans de nombreux autres pays.

## 1.3. Règlements de calcul EC3/CCM97 : Sont basés sur les principes des états limites utilisant des facteurs de sécurité partiels ( $\gamma_M$ ).

### 1.3.1. Classification des sections :

L'Eurocode3 définit quatre classes de sections transversales, qui dépendent de l'élançement de ses parois et de la distribution des contraintes de compression. Cette classification des sections transversales est en fonction de critères divers :

- Elancement des parois,
- Résistance de calcul,
- Capacité de rotation plastique,
- Risque de voilement local, etc.

Quatre classes de sections transversales sont définies (tableau 4)

Classes de sections transversales	Descriptions
Classe 1	Sont celles dans lesquelles peuvent former une rotule plastique possédant la capacité de rotation exigée pour l'analyse plastique.
Classe 2	Sont celles qui, bien qu'elles soient capables de développer un moment plastique, ont une capacité de rotation limitée et ne conviennent donc pas pour les structures analysées par une analyse plastique.
Classe 3	Sont celles où la contrainte calculée dans la fibre comprimée extrême peut atteindre la limite d'élasticité, mais pour lesquelles le voilement local empêche le développement du moment de résistance plastique.
Classe 4	Sont celles où le voilement local limite le moment résistant (ou la résistance à la compression pour les éléments sous charges normales). Une prise en compte explicite des effets du voilement local est nécessaire.

Tableau 4 : Descriptions de chaque classification selon l'EC3.

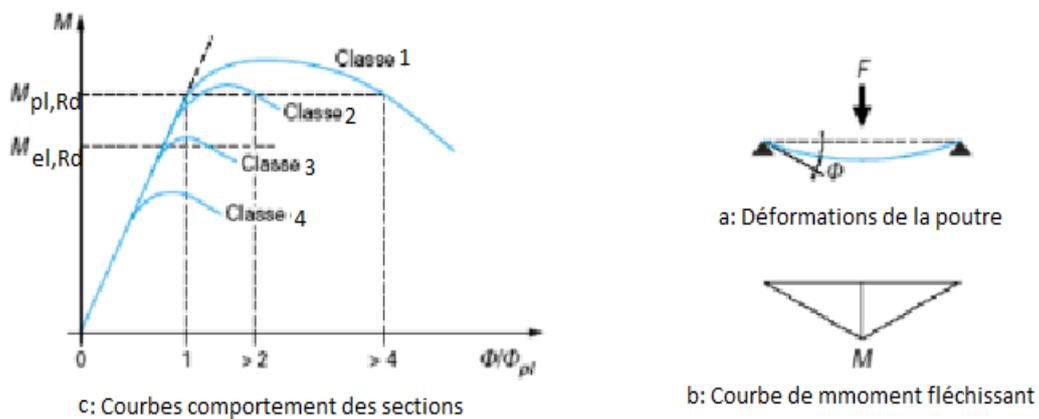


Figure 1 : Comportement des sections selon la classification de l'EC3.

Modèle de comportement	Moment de résistance	Capacité de rotation	Classe
<p>Moment</p> <p><math>M_p</math></p> <p>Voilement local</p> <p><math>\phi</math></p>	Moment plastique sur section brute <p><math>f_y</math></p>	$\frac{M}{M_{pl}}$ Suffisante <p>1</p> <p><math>\frac{\phi_{rot}}{\phi_{pl}}</math></p> <p><math>\frac{\phi}{\phi_{pl}}</math></p>	1
<p>Moment</p> <p><math>M_p</math></p> <p>Voilement local</p> <p><math>\phi</math></p>	Moment plastique sur section brute <p><math>f_y</math></p>	$\frac{M}{M_{pl}}$ Limitée <p>1</p> <p><math>\frac{\phi}{\phi_{pl}}</math></p>	2
<p>Moment</p> <p><math>M_p</math></p> <p><math>M_{el}</math></p> <p>Voilement local</p> <p><math>\phi</math></p>	Moment élastique sur section brute <p><math>f_y</math></p>	$\frac{M}{M_{pl}}$ Néant <p>1</p> <p><math>\frac{\phi}{\phi_{pl}}</math></p>	3
<p>Moment</p> <p><math>M_p</math></p> <p><math>M_{el}</math></p> <p>Voilement local</p> <p><math>\phi</math></p>	Moment élastique sur section efficace <p><math>f_y</math></p>	$\frac{M}{M_{pl}}$ Néant <p>1</p> <p><math>\frac{\phi}{\phi_{pl}}</math></p>	4

Tableau 5 : Classification des sections selon l'EC3.

### 1.3.2. Phénomènes d'instabilité élastique :

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité reste assurée. Il s'agit donc de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Dans le cas des petites déformations, il suffit simplement de vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

Dans le cas des grandes déformations, il faut vérifier :

- **Le flambement** : phénomène très dangereux, il affecte les pièces simplement comprimées ainsi que les pièces comprimées et fléchies.

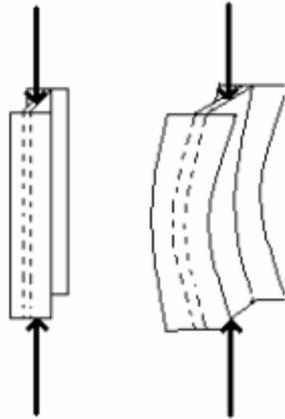


Figure 2: Le flambement.

- **Le déversement** : moins dangereux, il affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

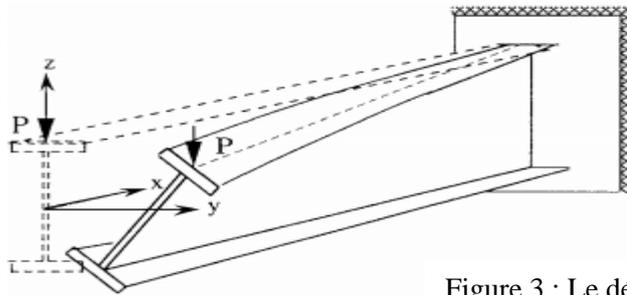


Figure 3 : Le déversement.

- **Le voilement** : de moindre importance, il affecte les âmes des pièces

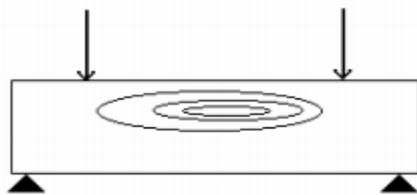


Figure 4 : Le voilement.

### 1.3.3. Résistance des Sections Transversales :

**1.3.3.1. Résistance des Sections Transversales sans Effet d'Instabilités:** Les instabilités ne sont pas prises en compte.

#### 1.3.3.1.1. Traction simple :

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

$$\frac{N_{sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec  $N_{t,Rd}$  : La résistance de calcul à la traction de la section.

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min ( N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd} )$$

Où  $N_{t,Rd}$  est déterminé en prenant en compte les trous de fixation éventuels.

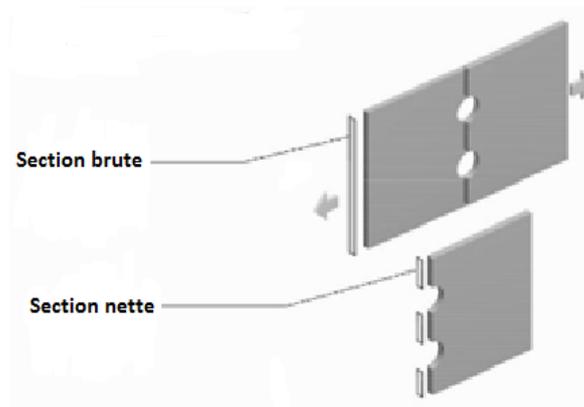


Figure 5: Section nette et section brute de la section transversale

- $N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$  Résistance plastique de la section brute
- $N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$  Résistance ultime de la section nette (Boulons ordinaires)
- $N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$  Résistance plastique de la section nette (Boulons précontraints)

Avec  $A$  : Aire de la section transversale.

$A_{net}$  : Aire nette de la section transversale.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$f_u$  : Résistance ultime à la traction.

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité.

Coefficient partiel de sécurité	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M2}$
CCM97	1,1	1,25
EC3	1,00	1,25

Tableau 6 : Valeurs des coefficients partiels selon CCM97 et EC3 en traction.

### 1.3.3.1.2. Compression simple :

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

$$N_{sd} / N_{c,Rd} \leq 1$$

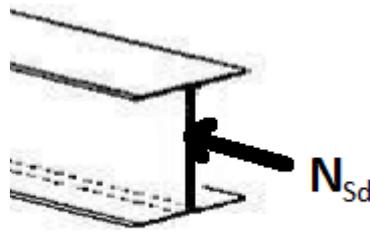


Figure 6 : Effort de compression appliqué sur la section transversale d'un IPE.

Où  $N_{c,Rd}$  est la résistance de calcul à la compression uniforme de la section est déterminée de la façon suivante :

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

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

- **Pour les sections de classe 4 :**

$$N_{c,Rd} = N_{o,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{Résistance de calcul de la section brute au voilement local.}$$

Avec  $A$  : Aire de la section transversale.

$A_{eff}$  : Aire efficace de la section.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité.

Coefficient partiel de sécurité	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$
CCM97	1,1	1,00
EC3	1,00	1,00

Tableau 7 : Valeurs des coefficients partiels selon CCM97 et EC3 en compression.

### 1.3.3.1.3. Flexion simple :

La valeur de calcul du moment fléchissant  $M_{sd}$  dans chaque section transversale doit respecter la condition suivante :

$$M_{sd} / M_{c,Rd} \leq 1$$

La valeur de calcul de la résistance d'une section transversal à la flexion par rapport à l'un de ses axes principaux est déterminée de la manière suivante :

- **Pour les sections de classe 1 ou 2 :**

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Moment résistant plastique}$$

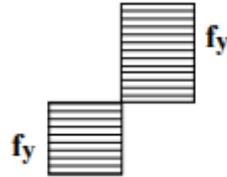


Figure 7 : Diagramme des contraintes de flexion dans une section de classe 1,2.

- **Pour les sections de classe 3 :**

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Moment résistant élastique}$$



Figure 8: Diagramme des contraintes de flexion dans une section de classe 3.

- **Pour les sections de classe 4 :**

$$M_{c,Rd} = M_{0,Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{Moment résistant au voilement local.}$$



Figure 9: Diagramme des contraintes de flexion dans une section de classe 4.

Avec  $W_{pl}$  : Module de flexion plastique.

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

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

$f_y$  : Limite d'élasticité.

Coefficient partiel de sécurité	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$
CCM97	1,1	1,00
EC3	1,00	1,00

Tableau 8: Valeurs des coefficients partiels selon CCM97 et EC3 en flexion.

#### 1.3.3.1.4. Efforts tranchants :

Il convient de vérifier que la valeur de calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  dans chaque section satisfait la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot f_y \cdot A_v / \gamma_{M0}$$

Avec  $V_{pl,Rd}$  : La résistance plastique au cisaillement

$A_v$  : L'aire de cisaillement

$A_v$  Peut être déterminée comme suit dans le tableau :

Avec  $A$  : Aire de la section transversale.

$A_v$  : Aire de cisaillement.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$b$  : Largeur du profilé.

$h$  : Hauteur du profilé.

$t_f$  : Épaisseur d'aile.

$t_w$  : Épaisseur d'âme.

$r$  : Rayon de congé de la section.

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité.

$r$  : Rayon de congé de la section.

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité.

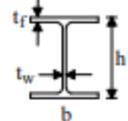
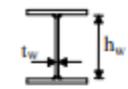
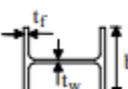
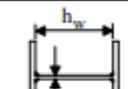
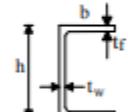
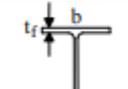
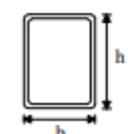
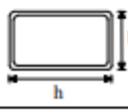
<u>Profils en I et H</u>	Laminés	Effort tranchant parallèle à l'âme	$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ $\geq (h - 2t_f)t_w$	
<u>Profils en I et H ou en caisson</u>	Reconstitués soudés	Effort tranchant parallèle à l'âme	$\sum(h_w t_w)$	
<u>Profils en I et H</u>	Laminés	Effort tranchant parallèle aux semelles	$2bt_f + (t_w + r)t_w$	
<u>Profils en I, H, U ou en caisson</u>	Reconstitués soudés	Effort tranchant parallèle aux semelles	$A - \sum(h_w t_w)$	
<u>Profils en U laminés</u>		Effort tranchant parallèle à l'âme	$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$	
<u>Profils en T laminés</u>		Effort tranchant parallèle à l'âme	$0,9(A - bt_f)$	
<u>Profils creux rectangulaires laminés d'épaisseur uniforme</u>		Effort tranchant parallèle à la hauteur	$Ah/(b+h)$	
		Effort tranchant parallèle à la largeur	$Ah/(b+h)$	
<u>Profils creux circulaires et tubes d'épaisseur uniforme</u>			$2A/\pi$	

Tableau 9 : Air de cisaillement en fonction de la section transversale et de la direction de l'effort.

Coefficient partiel de sécurité	$\gamma_{M0}$
CCM97	1,1
EC3	1,00

Tableau 10 : Valeurs des coefficients partiels selon CCM97 et EC3 en cisaillement.

### 1.3.3.1.5. Flexion et effort normal :

Une membrure métallique soumise à un moment fléchissant et un effort normale est vérifiée par les formules suivantes :

Sections de classe 1 et 2 :  $M_{sd} \leq M_{N,Rd}$

- Pour un plat sans trous de fixations :

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

Avec  $M_{N,Rd}$  : Moment résistant à la flexion et l'effort normal

$M_{pl,Rd}$  : Moment plastique résistant

$N_{pl,Rd}$  : Effort plastique résistant

- Pour les sections transversales sans trous de fixations des profils laminés en I ou H :

$$A_w = A - 2b t_f \quad \text{et} \quad a = \min \left[ \frac{A_w}{A} ; 0,5 \right]$$

Avec  $A$  : Aire de la section transversale.

$a$  : Rapport de l'âme à l'aire de la section brute.

$b$  : Largeur du profilé.

$t_f$  : Épaisseur d'aile.

### 1- Flexion autour de l'axe y-y :

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[ \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0,5 \times a} \right]$$

$$\text{Mais : } M_{Ny,Rd} \leq M_{ply,Rd}$$

Avec  $M_{Ny,Rd}$  : Moment résistant selon l'axe y-y

$M_{ply,Rd}$  : Moment plastique selon y-y

### 2- Flexion autour de l'axe z-z :

$$\text{- Si } N_{sd}/N_{pl,Rd} \leq a \quad \text{alors} \quad M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$$

$$\text{- Si } N_{sd}/N_{pl,Rd} > a \quad \text{alors} \quad M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} - a}{1-a} \right)^2 \right]$$

Avec  $M_{Nz,Rd}$  : Moment résistant selon l'axe z-z  
 $M_{plz,Rd}$  : Moment plastique selon z-z

### 3- Flexion bi-axiale :

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

Avec  $\alpha$ : Paramètre introduisant l'effet de flexion bi-axiale  
 $\beta$ : Paramètre introduisant l'effet de flexion bi-axiale

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

#### Sections de classe 3 :

$$\frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{y,sd}}{W_{el,y}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{el,z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

#### Sections de classe 4 :

$$\frac{N_{sd}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,sd} + N_{sd} \times e_{Ny}}{W_{eff,y}} + \frac{M_{z,sd} + N_{sd} \times e_{Nz}}{W_{eff,z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$A_{eff}$  : Aire efficace de la section transversale supposée soumise à une compression uniforme.

$W_{eff}$ : Module élastique de la section efficace, la section transversale étant supposée soumise uniquement à un moment fléchissant suivant l'axe concerné.

$e_N$  : Décalage du centre de gravité suivant l'axe concerné, la section transversale étant supposée soumise à une compression uniforme.

#### 1.3.3.1.6. Flexion, effort normal et effort tranchant :

Une membrure métallique soumise à un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant est vérifiée par les formules suivantes :

Si  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$  On applique les Critères du paragraphe 6

Si  $V_{sd} > 0,5 V_{pl,Rd}$  La résistance de calcul de la section transversale aux combinaisons de moment et effort axial doit être calculée en utilisant une limite d'élasticité réduite  $f_{red}$  pour l'aire de cisaillement  $A_v$

**1.3.3.2. Résistance des Sections Transversales avec Effet d'Instabilités:** Lors de grandes déformations, il ya l'apparition d'instabilités.

**1.3.3.2.1. Flambement des éléments comprimés :**

Une membrure comprimée sera vérifiée au flambement par la formule suivante :

$$\bar{\lambda} = \left[ \beta_A \times A \times \frac{f_y}{N_{cr}} \right]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] (\beta_A)^{0,5}$$

- $\beta_A = 1$  Pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3 ;
- $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$  Pour les sections transversales de classe 4 ;
- $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_f^2}$  Effort axial critique élastique pour le mode de flambement approprié
- $\lambda = \frac{l_f}{i}$  Elancement pour le mode de flambement à considérer.

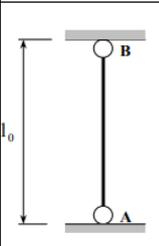
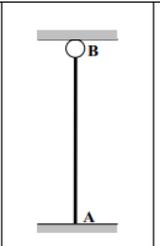
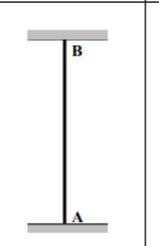
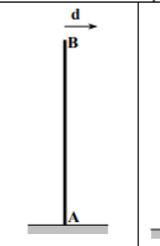
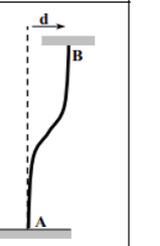
Longueur de flambement $l_f$ en fonction des liaisons aux appuis				
A et B sont sur la même verticale			Déplacement de B en tête de poteau	
				
$l_f = l_0$	$l_f = \frac{\sqrt{2}}{2} l_0$	$l_f = \frac{l_0}{2}$	$l_f = 2 l_0$	$l_f = l_0$

Tableau 11: Longueur de flambement en fonction des appuis.

- $\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \cdot \varepsilon$  avec  $\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$  et  $f_y$  en  $N/mm^2$ .

Avec  $\bar{\lambda}$  : Elancement réduit

$\beta_A$  : Facteur de correction

Le risque de flambement n'est à considérer que si  $\bar{\lambda} > 0,2$

Dans ce cas:  $N_{sd} \leq \chi \cdot \beta_A \cdot A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

Avec  $\chi$  : Coefficient de réduction pour le flambement.

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

- $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$  mais  $\chi \leq 1$
- $\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$   $\phi$  : Valeur pour déterminer le coefficient  $\chi$
- $\alpha$  est un facteur d'imperfection, il correspond à la courbe appropriée de flambement.

La courbe de flambement appropriée doit être déterminée d'après le tableau 5.5.1 de l'EC3/5.5.3 de CCM97.

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

Tableau 12 : Facteur d'imperfection  $\alpha$  selon EC3 et CCM97 [2]

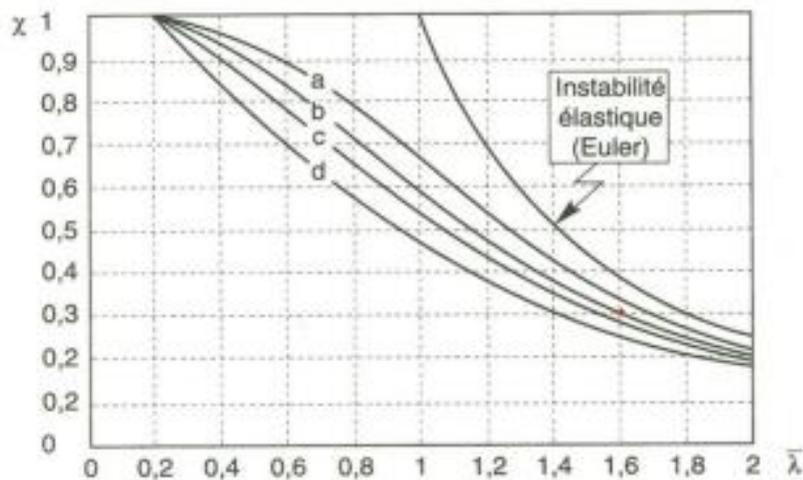


Figure 10: Allure de courbe de flambement [2] .

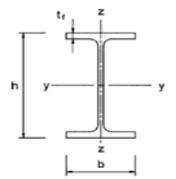
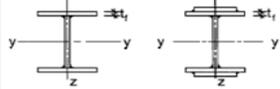
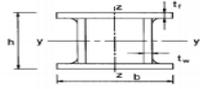
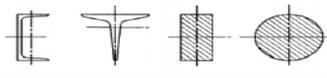
Section transversale	Limites	Flambement Selon l'axe	Courbe de flambement	
			a	S 460
 Sections en laminiées	$t_f \leq 40$ mm	y-y	a	a <sub>0</sub>
		Z-Z	b	a <sub>0</sub>
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y	b	a
		Z-Z	c	a
$t_f \leq 100$ mm	y-y	b	a	
	Z-Z	c	a	
$t_f > 100$ mm	y-y	d	c	
	Z-Z	d	c	
 Sections en I soudées	$t_f \leq 40$ mm	y-y	b	b
	Z-Z	c	c	
$t_f > 40$ mm	y-y	c	c	
	Z-Z	d	d	
Section transversale	Limites	Flambement Selon l'axe	Courbe de flambement	
 Sections creuses	Finies à chaud	Quelconque	a	a <sub>0</sub>
	Formées à froid	Quelconque	c	c
 Sections en caisson soudées	En général (sauf comme indiqué ci-dessous)  Soud. épaisses : $a > 0.5 t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Quelconque	b	b
		Quelconque	c	c
 Sections en I, T et planes		Quelconque	c	c
 Sections en L		Quelconque	b	b

Tableau (13): Choix de la courbe de flambement correspondant à une section [1].

### 1.3.3.2. Déversement des éléments fléchis :

Une membrure en flexion peut déverser et pour empêcher ce déversement, il faut vérifier la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} \quad \text{et} \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

- $\beta_w = 1$  Pour les sections transversales de classe 1 ou 2 ;
- $\beta_w = W_{el,y}/W_{pl,y}$  Pour les sections transversales de classe 3 ;
- $\beta_w = W_{eff,y}/W_{pl,y}$  Pour les sections transversales de classe 4 ;

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{-2}]^{0,5}} \quad \text{mais} \quad \chi_{LT} \leq 1$$

- $\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profilés laminés
- $\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées
- $\overline{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$  L'élançement réduit
- $\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]^{0,25}}$  L'élançement pour sections en I et H
- $\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \cdot \varepsilon$  avec  $\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$  et  $f_y$  en  $N/mm^2$ .

Lorsque  $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0,4$  il est inutile de prendre en compte le déversement.

### 1.3.3.2.3. Éléments comprimés et fléchis :

#### 1.3.3.2.3.1. Éléments à sections transversale de classe 1 ou 2 :

*a- Sans risque de déversement :*

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Avec :

- $N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$
- $k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1,5 ;$
- $\mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0,9 ;$
- $k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \leq 1,5 ;$
- $\mu_z = \overline{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \leq 0,9 ;$
- $\chi_{min}$  est la plus petite des valeurs de  $\chi_y$  et  $\chi_z$  qui sont les coefficients de réduction
- $\beta_{My}$  et  $\beta_{Mz}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement.

**b- Avec risque de déversement :**

Il faut également vérifier que :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Avec :

- $N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$
- $k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \leq 1,5$
- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y}$  avec  $k_{LT} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$  avec  $\mu_y \leq 0,9$
- $\beta_{MLT}$  Le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

**1.3.3.2.3.2. Eléments à sections transversale de classe 3:**

Une membrure de section transversale de classe 3 sujet au déversement sera vérifiée en remplaçant  $W_{pl}$  par  $W_{el}$  dans les formules précédentes.

**1.3.3.2.3.3. Eléments à sections transversale de classe 4:**
**a- Sans risque de déversement :**

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

**b- Avec risque de déversement :**

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

## 1.4. Règlement de calcul AISC :

ASD est une abréviation de (*Allowable Stress Design*). LRFD fait référence à la conception du facteur de résistance de charge. La principale différence entre ASD et LRFD est comment définir et appliquer un facteur de sécurité. En termes simples, ASD fournit un facteur de sécurité constant pour toutes les conceptions quel que soit le type de charge, tandis que dans la méthode LRFD, nous appliquons un facteur de sécurité plus élevé sur les charges moins bien définies. Par exemple, La charge permanente peut être parfaitement calculée alors, l'LRFD considère un faible facteur de sécurité. D'autre part, étant donné que les charges actives sont plus imprévisibles, l'LRFD leur attribue un facteur de sécurité plus élevé pour rester dans le domaine de la sécurité.

Ainsi, la méthode LRFD ajuste la valeur du facteur de sécurité en fonction de l'incertitude des différents modes de défaillance. En conséquence, il est généralement plus économique et plus efficace.

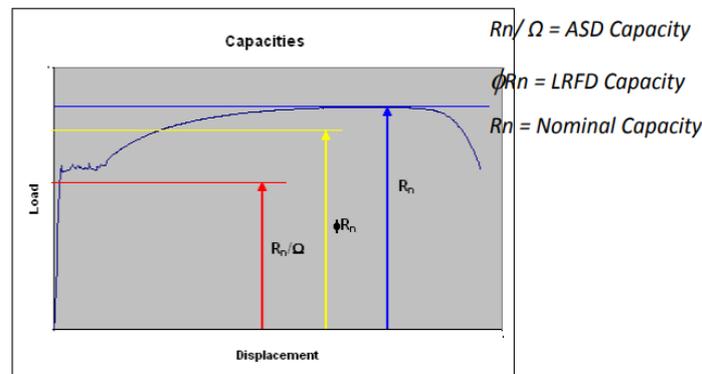


Figure 11: Courbe représentant le déplacement en fonction de la charge [9].

NB : Dans ce qui suit comme calcul nous allons utiliser la méthode LRFD.

### 1.4.1. Classification des sections :

Le règlement American définit trois classes de sections transversales, Compacte, Non Compacte et Mince.

Classes de sections	Descriptions
Compacte	Ce sont des sections qui ont une grande plasticité avec une faible capacité de rotation.
Non Compacte	Ce sont des sections où la capacité plastique peut être négligée devant un flambement local lorsque les contraintes de compression des fibres extrêmes atteignent la limite d'élasticité.
Mince	Ce sont des sections dont le flambement local d'un élément (plaque) se produira bien avant que la limite d'élasticité ne soit atteinte.

Tableau 14: Classification des sections transversales selon l'AISC.

Avant d'entamer les vérifications des sections transversales, il est primaire pour la compression et la flexion de déterminer leurs classifications pour prendre en compte les différents cas du comportement de l'élément.

Pour déterminer la classe de la section en compression, le tableau suivant est utilisé.

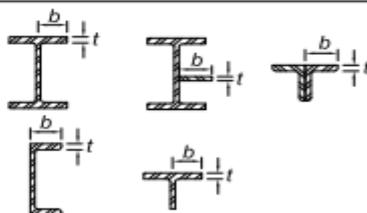
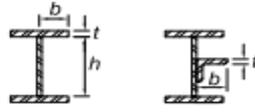
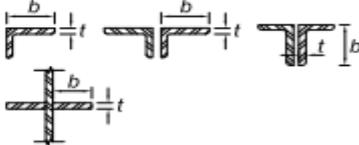
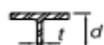
TABLE B4.1a				
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements				
Members Subject to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio $\lambda_r$ (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections, outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	$b/t$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	$b/t$	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ <sup>[a]</sup>	
	3 Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Stems of tees	$d/t$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Tableau 15: Rapports largeur épaisseur pour un élément soumis à la compression [6].

En cas de flexion pour déterminer la classe des semelles on utilise le tableau :

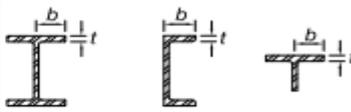
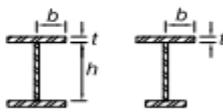
TABLE B4.1b					
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements					
Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			$\lambda_p$ (compact/noncompact)	$\lambda_r$ (noncompact/slender)	
Elements	10 Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ <sup>[a] [b]</sup>	

Tableau 16: Rapports largeur épaisseur pour les semelles d'un élément soumis à la flexion [6].

En cas de flexion pour déterminer la classe de l'âme, on utilise le tableau 17.

TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
C.B.R.	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			$\lambda_{cp}$ (compact/ noncompact)	$\lambda_{sc}$ (noncompact/ slender)	
Selfed Elements	15 Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16 Webs of singly symmetric I-shaped sections	$h_c/t_w$	$\frac{\lambda_{cp}}{\lambda_{sc}} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (1) $\left( \frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09 \right)^2 \leq \lambda_{cp}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17 Flanges of rectangular HSS	$b/t$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	$b/t$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 Webs of rectangular HSS and box sections	$h/t$	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20 Round HSS	$D/t$	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	
	21 Flanges of box sections	$b/t$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

(1)  $\lambda_{cp} = 4 \sqrt{h/t_w}$ , shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.  
 (2)  $F_c = 0.7F_y$  for slender web I-shaped members and major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with  $S_{xc}/S_{yc} \geq 0.7$ ;  $F_c = F_y S_{xc}/S_{yc} \geq 0.5F_y$  for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with  $S_{xc}/S_{yc} < 0.7$ , where  $S_{xc}$ ,  $S_{yc}$  = elastic section modulus referred to compression and tension flanges, respectively, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>).  
 $M_p$  is the moment at yielding of the extreme fiber.  $M_y = F_y Z_x$ , plastic bending moment, kip-in. (N-mm), where  $Z_x$  = plastic section modulus taken about x-axis, in.<sup>3</sup> (mm<sup>3</sup>).  
 $E$  = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200,000 MPa)      ENA = elastic neutral axis  
 $F_y$  = specified minimum yield stress, ksi (MPa)      PNA = plastic neutral axis

Tableau 17: Rapports largeur/épaisseur pour l'âme d'un élément soumis à la flexion [6].

### 1.4.2. Résistance des sections transversales :

#### 1.4.2.1. Traction :

La résistance de calcul à la traction  $\phi_t P_n$  des éléments en traction doit être la plus petite valeur obtenue entre les états limites de la résistance à la traction, dans la section brute et dans la section nette susceptible de rompre par cette traction.

- Pour la section brute (élasticité):  $P_n = F_y A_g$   
 $\phi_t = 0,90$  (LRFD)

Avec  $\phi_t$  : Facteur de résistance à la traction

$P_n$  : Résistance nominale

$F_y$  : Limite élastique

$A_g$  : Section brute du profilé

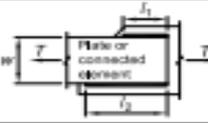
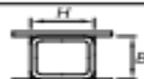
- Pour la rupture en traction dans la section nette :**  $P_n = F_u A_e$   
 $\phi_t = 0,75$  (LRFD)      Avec       $\phi_t$  : Facteur de résistance à la traction  
 $P_n$  : Résistance nominale  
 $F_u$  : Limite de rupture  
 $A_e$  : Section nette effective du profilé

La surface nette effective des éléments de tension doit être déterminée comme suit :

$$A_e = U \cdot A_n \quad \text{Avec } U : \text{Facteur de décalage de cisaillement}$$

$A_n$  : Section nette

$U$  le facteur de décalage de cisaillement, est déterminé comme indiqué dans le tableau 18.[6]

TABLE D3.1 Shear Lag Factors for Connections to Tension Members			
Case	Description of Element	Shear Lag Factor, $U$	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).	$U = 1.0$	—
2	All tension members, except HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or by longitudinal welds in combination with transverse welds. Alternatively, Case 7 is permitted for W, M, S and HP shapes. (For angles, Case 8 is permitted to be used.)	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and $A_n = \text{area of the directly connected elements}$	—
4 <sup>(a)</sup>	Plates, angles, channels with welds at heels, toes, and W-shapes with connected elements, where the tension load is transmitted by longitudinal welds only. See Case 2 for definition of $\bar{x}$ .	$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS.	$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{2}$	
6	Rectangular HSS.		
	with a single concentric gusset plate	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
	with two side gusset plates	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	W-, M-, S- or HP-shapes, or tees cut from these shapes. (If $U$ is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with flange connected with three or more fasteners per line in the direction of loading	$b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$
		with web connected with four or more fasteners per line in the direction of loading	$b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$ $U = 0.70$
8	Single and double angles. (If $U$ is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with four or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.80$
		with three fasteners per line in the direction of loading (with fewer than three fasteners per line in the direction of loading, use Case 2)	$U = 0.60$

$B$  = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm);  $D$  = outside diameter of round HSS, in. (mm);  $H$  = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm);  $d$  = depth of section, in. (mm); for tees,  $d$  = depth of the section from which the tee was cut, in. (mm);  $l$  = length of connection, in. (mm);  $w$  = width of plate, in. (mm);  $\bar{x}$  = eccentricity of connection, in. (mm).  
<sup>(a)</sup>  $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$ , where  $l_1$  and  $l_2$  shall not be less than 4 times the weld size.

Tableau 18: Facteur de décalage de cisaillement pour les membrures en traction [6].

Pour les sections transversales ouvertes telles que les formes W, M, S, C ou HP, les WT, les ST et les angles simples et doubles, le facteur de décalage de cisaillement, U, ne doit pas être inférieur au rapport de la surface brute de l'élément connecté à la zone brute du membre. Cette disposition ne s'applique pas aux sections fermées, telles que les sections HSS, ni aux plaques.

#### 1.4.2.2. Compression :

La résistance à la compression de conception  $\phi_c P_n$  est déterminée comme suit : La résistance nominale à la compression  $P_n$  doit être la plus petite valeur obtenue pour les états limites applicables de flambement par flexion, de torsion et de flexion-torsion. (Déversement)

$$\phi_c = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

##### 1.4.2.2.1. Longueur effective :

Pour calculer l'élancement  $L_c/r$  d'une membrure, il faut calculer sa longueur ve  $L_c$ .

$$L_c = K \cdot L$$

Avec  $K$  : Facteur de longueur effective

$L$  : Longueur de la barre

$r$  : Rayon de giration

##### 1.4.2.2.2. Flambement par flexion des éléments non-élancés :

La résistance à la compression nominale  $P_n$  est :  $P_n = F_{cr} \cdot A_g$

$F_{cr}$  est la contrainte critique déterminée comme suit :

- Quand  $\frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (ou  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$ )

$$F_{cr} = \left( 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

- Quand  $\frac{L_c}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (ou  $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$ )

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

Avec  $A_g$ : Section brute de l'élément

$E$  : Module d'élasticité de l'acier

$F_y$  : Limite d'élasticité minimale spécifiée du type d'acier utilisé

$F_e$  : Contrainte de flambement élastique  $F_e = \pi^2 E / \left(\frac{L_c}{r}\right)^2$

$r$  : Rayon de giration

$L_c$  : Longueur effective de la membrure

#### 1.4.2.2.3. Flambement par flexion des éléments élancés :

La résistance nominale à la compression  $P_n$  doit être la valeur la plus basse basée sur les états limites applicables de flambement par flexion, de torsion et de flexion-torsion en interaction avec flambement local.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_e$$

Avec  $A_e$  : Sommation des surfaces efficaces de la section transversale basée sur des largeurs efficaces réduites  $b_e$ ,  $d_e$  ou  $h_e$

$F_{cr}$  : Contrainte critique

#### 1.4.2.2.3.1. Membrures élancées sauf les HSS rond:

La largeur effective  $b_e$  des éléments minces est déterminée comme suit :

- Quand  $\lambda \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$   $b_e = b$
- Quand  $\lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$   $b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}\right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$

Avec  $b$  : Largeur de l'élément

$c_1$  : Facteur d'ajustement des imperfections de largeur effective déterminée à partir du tableau suivant :

Cas	Élément élancé	$C_1$	$C_2$
(a)	Élément raidis à l'exception des murs en HSS carrés et rectangulaires	0,18	1,31
(b)	Murs en HSS carrés et rectangulaires	0,20	1,38
(c)	Tous les autres éléments	0,22	1,49

Tableau 19: Facteurs d'imperfections pour la largeur effective [6].

$$c_2 = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 c_1}}{2 c_1}$$

Avec  $\lambda$  : Rapport largeur/épaisseur de l'élément

$\lambda_r$  : Rapport largeur épaisseur limite

$$F_{el} = \left( c_2 \frac{\lambda}{\lambda_r} \right)^2 F_y$$

$F_{el}$  : Contrainte de flambement local élastique

#### 1.4.2.3.2. Membrure composée :

Dans le cas des membrures composées de plusieurs pièces et attachées avec des boulons ordinaires :

$$\frac{L_c}{r} \text{ est remplacé dans les calculs précédant par : } \left( \frac{L_c}{r} \right)_m = \sqrt{\left( \frac{L_c}{r} \right)_0^2 + \left( \frac{a}{r_i} \right)_m^2}$$

Avec  $L_c$  : longueur effective

$r$  : Rayon de giration de la membrure composée

$a$  : Distance entre les boulons

$r_i$  : Rayon de giration minimum d'une seule pièce

- Quand  $\frac{a}{r_i} \leq 40$   $\left( \frac{L_c}{r} \right)_m = \left( \frac{L_c}{r} \right)_0$
- Quand  $\frac{a}{r_i} > 40$   $\left( \frac{L_c}{r} \right)_m = \sqrt{\left( \frac{L_c}{r} \right)_0^2 + \left( \frac{K_{ia}}{r_i} \right)^2}$

Avec  $\left( \frac{L_c}{r} \right)_m$  : Elancement modifié de la membrure composée

$\left( \frac{L_c}{r} \right)_0$  : Elancement d'une seule pièce

$K_{ia}$  : Facteur de la longueur effective déterminé selon la membrure composée

#### 1.4.2.3. Flexion :

La résistance à la flexion de conception  $\phi_b M_n$  est déterminée comme suit : La résistance à la flexion nominale  $M_n$  est la plus petite valeur entre les états limites d'élasticité, de flambement latéral en torsion et de flambement local.

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

##### 1.4.2.3.1. Membrure en I doublement symétrique et compacte :

La vérification pour ce type de membrure se fait comme suit :

##### 1.4.2.3.1.1. Limite élastique :

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

Avec  $M_p$  : Moment de flexion plastique

$Z_y$  : Module de section plastique autour de l'axe y-y

**1.4.2.3.1.2. Flambement latéral par torsion (Déversement) :**

- Quand  $L_b \leq L_p$  il n'y a pas risque de déversement

Avec  $L_b$  : Longueur entre points non déplaçables

$$L_p : \text{Longueur non entretenue} \quad L_p = 1,76 r_z \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$r_z$  : Rayon de giration selon l'axe z-z

$E$  : Module élastique de l'acier

$F_y$  : Limite élastique

- Quand  $L_p < L_b \leq L_r$  Avec  $L_r$  : Longueur du tronçon déversé

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_y) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$C_b : \text{Facteur de modification du déversement} \quad C_b = \frac{1,12 \times M_{max}}{2,5 \times M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Avec  $M_{max}$  : Valeur absolue du moment maximum dans le segment

$M_A, M_B, M_C$  : Valeurs des moments sur différents points du segment

$M_p$  : Moment plastique

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_0} + \sqrt{\left( \frac{J_c}{S_y h_0} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}}$$

Avec  $J_c$  : Moment quadratique de torsion

$S_y$  : Module élastique autour de l'axe y-y

$h_0$  : Distance entre les centres de gravités des semelles

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_z C_w}}{S_y}$$

Avec  $I_z$  : Moment d'inertie autour de l'axe z-z

$C_w$  : Constante de gauchissement

- Quand  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_y \leq M_p$$

$$F_{Cr} : \text{Contrainte critique} \quad F_{Cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_y h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

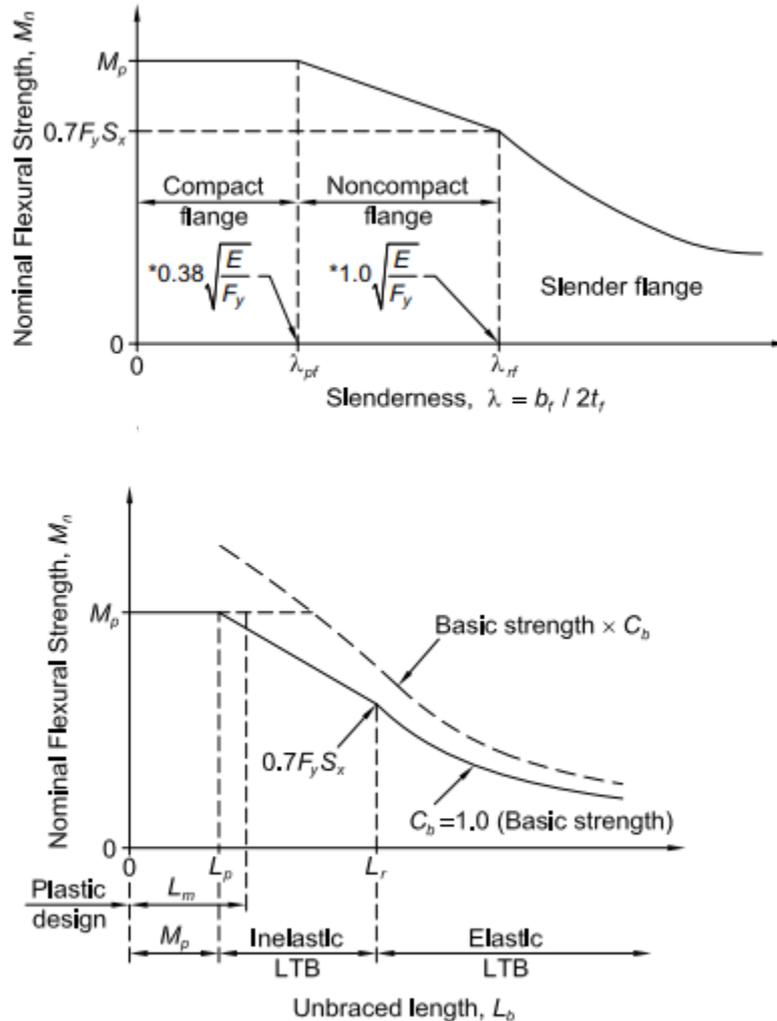


Figure 12 : Résistance à la flexion en fonction de l'élanement  $\lambda$  et la longueur  $L_b$  [3]

#### 1.4.2.4. Effort tranchant :

La résistance au cisaillement de conception  $\phi_v V_n$  est déterminée comme suite :

Avec  $\phi_v$  : Facteur de résistance à l'effort tranchant

$V_n$  : Résistance nominale à l'effort tranchant

Dans le cas où le cisaillement est sans champ d'action de traction (méthode spécifique à l'AISC [8]).

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad \text{Avec } A_w : \text{Section de l'âme}$$

$C_{v1}$  : Coefficient de la résistance au cisaillement de l'âme

$F_y$  : Limite élastique

- Quand  $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$   $\phi_v = 1,00$  et  $C_{v1} = 1$

Avec  $h$  : Distance entre les semelles sans rayon de congé

$t_w$  : Epaisseur de l'âme

#### 1.4.2.5. Flexion avec effort normal :

La résistance d'une membrure soumise à la flexion et à l'effort normal sera vérifiée comme suit :

##### 1.4.2.5.1. Membrure doublement symétrique sujet à la flexion et à la compression :

- Quand  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$  on a  $\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1$
- Quand  $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$  on a  $\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1$

Avec  $P_r$  : Effort normal de compression calculé

$P_c = \phi_c P_n$  : Résistance de la barre à la compression

$M_r$  : Moment de flexion calculé

$M_c = \phi_b M_n$  : Moment résistant de flexion

Le facteur de résistance à la compression  $\phi_c = 0,90$  (LRFD)

Le facteur de résistance à la flexion  $\phi_b = 0,90$  (LRFD)

## 1.5. Etude comparative entre l'EC3/CCM 97 et l'AISC

Pour mener à bien notre comparaison on choisit quelques cas isolés de membrures soumises aux différentes sollicitations, que nous traiterons avec les codes EC3/CCM97 et AISC.

La nuance d'acier utilisée est S235 avec une épaisseur inférieure à 40 mm.

	Limite élastique $f_y$	Limite de rupture $f_u$
S235	235	360

Tableau 20: Caractéristiques de la nuance d'acier S235.

### Données concernant l'attache boulonnée

Catégorie d'attache boulonnée Catégorie C

Classe des boulons Classe 10.9

- Pour les couvre-joints de semelles  
Diamètre nominal des boulons  $d_f = 22$  mm  
Diamètre des trous  $d_{of} = 24$  mm
- Pour les couvre-joints d'âme :  
Diamètre nominal des boulons  $d_w = 20$  mm  
Diamètre des trous  $d_{ow} = 22$  mm

### 1.5.1. Calcul des résistances des sections transversales selon EC3

Les vérifications seront effectuées à l'état limite ultime ELU.

#### 1.5.1.1 Sans effets d'instabilité :

Les vérifications suivantes concernent des sections non-susceptibles de subir des instabilités comme le flambement, le déversement ou le voilement.

### 1.5.1.1.1. Traction simple :

La membrure IPE 330 en traction est vérifiée pour l'effort  $N_{Sd}$  supposé égale à 1000 kN

Calcul de la résistance à la traction simple  $N_{t,Rd}$  et vérification de :

$$N_{Sd} \leq \min[N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}]$$

Avec  $N_{pl,Rd}$  : Résistance plastique de la section brute

$N_{u,Rd}$  : Résistance ultime de la section nette (Boulons ordinaires)

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec } A : \text{Section brute du profilé}$$

$\gamma_{M0}$  : Coefficient de sécurité EC3

$$N_{pl,Rd} = \frac{62,6 \cdot 10^2 \cdot 235}{1} = 1471100 \text{ N} = 1471,1 \text{ KN}$$

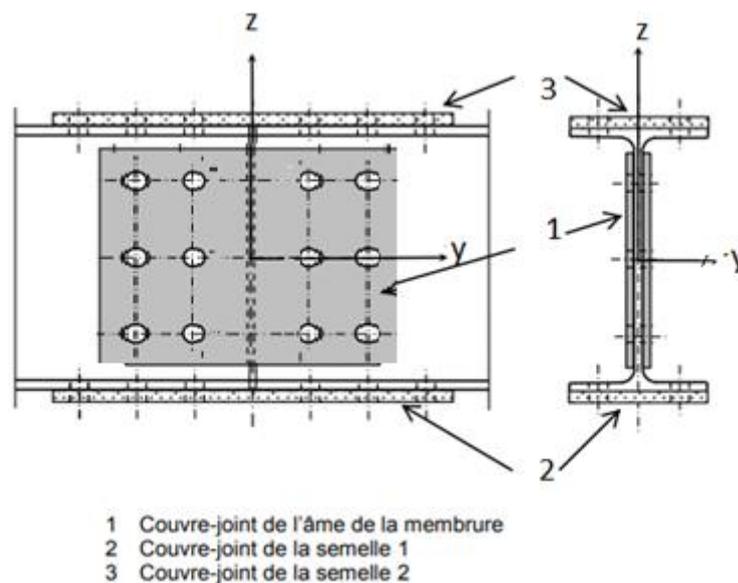


Figure 13: Couvre-joint.

$$A_{net} = A - (4 \times d_{of} \times t_f) - (3 \times d_{ow} \times t_w) \quad \text{Avec } A_{net} : \text{Section nette calculée}$$

$$A_{net} = 6260 - (4 \times 24 \times 11,5) - (3 \times 22 \times 7,5) = 4661 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4661 \times 360}{1,25} = 1208131,2 \text{ N} = 1208,13 \text{ KN}$$

La résistance à la traction est:  $N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}) = 1208,13 \text{ kN} > 1000 \text{ KN}$

⇒ Condition vérifiée

### 1.5.1.1.2. Compression simple

La vérification se fait pour une membrure en double cornière 2L 150x150x15 dans laquelle l'effort normal de compression est supposé égal à :  $N_{Sd} = -700$  kN

La section transversale d'une diagonale pour une cornière L 150x150x15 :  $A = 4302$  mm<sup>2</sup>

Pour une cornière jumelée l'aire de la section transversale :  $A = 2 \times 4302 = 8604$  mm<sup>2</sup>

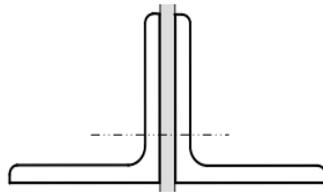


Figure 14: Cornières jumelées

*Calcul de la résistance à la compression simple  $N_{c,Rd}$  et vérification de  $N_{Sd} \leq N_{c,Rd}$*

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y=235$  N/mm<sup>2</sup> :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Pour une cornière (EN 1993-1-1 Tableau 5.2 Feuille 3)[4] :

$$\frac{h}{t} = \frac{150}{15} = 10 < 15\varepsilon = 15$$

$$\frac{h+b}{2t} = \frac{(150+150)}{2 \times 15} = 10 < 11,5\varepsilon = 11,5$$

La section est de Classe 3 et, par conséquent, elle est pleinement efficace en compression uniforme.

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{86,04 \cdot 10^2 \cdot 235}{1} = 2021940 \text{ N} = 2021,9 \text{ KN} > 700 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

### 1.5.1.1.3. Flexion simple

La vérification se fait pour une membrure IPE 330 en la supposant soumise à un moment  $M_{Sd}$  égale à 100 KN avec une traction nulle.

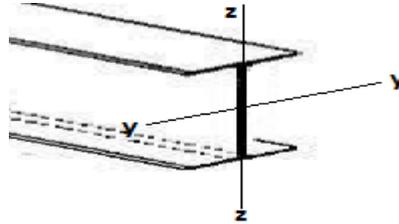


Figure 15: Membrure en IPE 330.

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  :  $\varepsilon = 1$

Pour un IPE 330 (EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 1)) [4] parois internes perpendiculaire à l'axe de flexion:

$$\text{Ame fléchi} : \frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 < 38\varepsilon = 38 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

$$\text{Semelles comprimées} : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{160/2}{11,5} = 6,95 < 10\varepsilon = 10 \quad \text{les semelles sont de classe 1}$$

Donc notre profilé est de classe 1 sous la flexion simple.

*Calcul du moment résistant à la flexion  $M_{c,Rd}$  et vérification de  $M_{Sd} \leq M_{c,Rd}$*

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec } M_{pl,Rd} : \text{Moment résistant plastique}$$

$W_{pl}$  : Module de flexion plastique

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8,04 \cdot 10^5 \times 235}{1} = 188,9 \text{ KN.m} > 100 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### 1.5.1.1.4. Effort tranchant

La vérification se fait pour une membrure en IPN 200 soumis à un effort tranchant  $V_{Sd}$  égal à 90 KN

*Calcul de la résistance au cisaillement  $V_{c,Rd}$  et vérification de  $V_{Sd} \leq V_{c,Rd}$*

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 f_y \cdot A_v}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec } V_{pl,Rd} : \text{Résistance plastique au cisaillement}$$

$A_v$  : Aire de cisaillement

Pour les profilés laminés en I ou H :

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad \text{Avec } A : \text{Aire de la section transversale}$$

b : Largeur du profilé  
 $t_f$  : Epaisseur de la semelle  
 $t_w$  : Epaisseur de l'âme  
r : Rayon du congé

Ainsi :

$$A_v = 3340 - (2 \times 90 \times 11,3) + (7,5 + 2 \times 7,5) \times 11,3 = 1560,25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 1560,25}{1} = 212,6 \text{ KN} > 90 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### 1.5.1.1.5. Flexion et effort normal

La vérification se fait pour une membrure en IPE 330 supposée soumise aux sollicitations suivantes :

Effort normal de compression :  $N_{sd} = 1000 \text{ KN}$

Moment de flexion autour de l'axe y-y :  $M_{y,sd} = 50 \text{ KN.m}$

Moment de flexion autour de l'axe z-z :  $M_{z,sd} = 30 \text{ KN.m}$

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  :  $\varepsilon = 1$

Pour les semelles en compression (EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 2)) [4]:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(160/2)}{11,5} = 6,95 < 10\varepsilon = 10 \quad \text{les semelles sont de classe 1}$$

Pour l'âme en compression (EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 1)) [4] :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 < 38\varepsilon = 38 \quad \text{l'âme est de classe 2}$$

Donc le profilé IPE 330 en acier S235 étudié est de classe 2

En flexion bi-axial

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

Avec  $M_{Ny,Rd}$  : Moment résistant à la flexion selon l'axe y-y

$M_{Nz,Rd}$  : Moment résistant à la flexion selon l'axe z-z

$\alpha, \beta$  : Paramètres introduisant l'effet de flexion biaxial

Calcul de  $M_{Ny,Rd}$  :

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{Avec } N_{pl,Rd} : \text{Résistance plastique à l'effort normale}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62,6 \cdot 10^2 \cdot 235}{1} = 1471100 \text{ N} = 1471,1 \text{ KN}$$

$$n = \frac{1000}{1471,1} = 0,679 > 0,25$$

Avec n: Rapport de l'effort normal à l'effort normal plastique

$$a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = \frac{62,6 \cdot 10^2 - 2 \times 160 \times 11,5}{62,6 \cdot 10^2} = 0,412 < 0,5$$

Avec a : Rapport de l'âme à l'aire de la section brute

$$n \geq 0,25$$

$$\frac{0,5 \times h_w \times b_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 271 \times 7,5 \times 235}{1} = 238818,75 \text{ N} = 238,81 \text{ KN} < N_{sd} = 1000 \text{ KN}$$

Donc l'effet de l'effort normal sur le moment plastique autour de l'axe y-y est :

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{(1-n)}{1-0,5a} \quad \text{et } M_{Ny,Rd} \leq M_{ply,Rd}$$

Avec  $M_{ply,Rd}$  : Moment plastique résistant autour de l'axe y-y

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8,04 \cdot 10^5 \times 235}{1} = 188940000 \text{ N.mm} = 188,9 \text{ KN.m}$$

Avec  $W_{ply}$  : Module de flexion plastique selon y-y

$$M_{Ny,Rd} = 188,9 \frac{1-0,679}{1-0,5 \times 0,412} = 76,36 \text{ KN.m} < 188,9 \text{ KN.m}$$

Calcul de  $M_{Nz,Rd}$  :

$$n = 0,679 > a = 0,412$$

$$\frac{h_w \times b_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{271 \times 7,5 \times 235}{1} = 477637,5 \text{ N} = 477,6 \text{ KN} < N_{sd} = 1000 \text{ KN}$$

Donc l'effet de l'effort normal sur le moment plastique autour de l'axe z-z est :

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

Avec  $M_{plz,Rd}$  : Moment plastique résistant autour de l'axe z-z

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,54 \cdot 10^5 \times 235}{1} = 36190000 \text{ N.mm} = 36,19 \text{ KN.m}$$

Avec  $W_{plz}$  : Module de flexion plastique selon z-z

$$M_{NzRd} = 36,19 \left[ 1 - \left( \frac{0,679-0,412}{1-0,412} \right)^2 \right] = 28,72 \text{ KN.m}$$

On vérifie :

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

La section étudiée est un IPE donc  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n = 5 \times 0,679 = 3,395$  avec  $\beta \geq 1$

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{50}{76,36} \right]^2 + \left[ \frac{30}{28,72} \right]^{3,395} = 1,58 > 1$$

La résistance de la section transversale de l'IPE 330 n'est pas vérifiée pour la flexion plus l'effort normal..

### 1.5.1.2. Avec effets d'instabilité :

La résistance des barres sera vérifiée aux instabilités.

#### 1.5.1.2.1. Compression simple (Flambement des éléments comprimés) :

Une membrure constituée de cornières jumelées 2L 150×150×15 comprimée sera vérifiée au flambement avec une longueur d'épure de 4,5 m.

En supposant que cette membrure est une diagonale de ferme à treillis, nous avons :

##### Résistance au flambement dans le plan du treillis

La longueur de flambement  $l_{fz}$  :  $4,5 \times 0,9 = 4,05 \text{ m}$

L'effort normal critique selon l'axe z-z :  $N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_{fz}^2}$

Avec  $I_z$  : Moment d'inertie de flexion selon l'axe z-z

$$I_z = 2 \times 8,98 \cdot 10^6 = 17,97 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 17,97 \cdot 10^6}{4050^2} = 2270,6 \text{ KN}$$

$$\text{L'élancement réduit : } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{8600 \times 0,235}{2270,6}} = 0,94$$

Puisque notre diagonale est une cornière jumelée la courbe de flambement à utiliser est la courbe b (EN 1993-1-1 Tableau 6.2) [9]

Le facteur d'imperfection  $\alpha = 0,34$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,34(0,94 - 0,2) + 0,94^2 \right] = 1,067$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,067 + \sqrt{1,067^2 - 0,94^2}} = 0,636$$

Ainsi, la résistance de la barre comprimée au flambement selon l'axe z-z est :

$$N_{bz,rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,636 \times 8600 \times 235}{1} = 1285356 \text{ N} = 1285,3 \text{ KN}$$

### Résistance au flambement hors plan du treillis

Le moment d'inertie hors-plan du treillis pour la section supposée homogène avec une distance entre les cornières de 8 mm est :

$$I_y = 2 \times 8,98 \cdot 10^6 + 2 \times 4302 \times \left( 42,5 + \frac{8}{2} \right)^2 = 36,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

La longueur de flambement  $l_{fy} = 4,5 \text{ m}$

$$\text{L'effort normal critique } N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{l_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 36,5 \cdot 10^6}{4500^2} = 3735,8 \text{ KN}$$

$$\text{L'élancement réduit : } \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{8604 \times 235}{3735,8 \cdot 10^3}} = 0,735$$

Puisque notre diagonale est une cornière jumelée la courbe de flambement à utiliser est la courbe b (EN 1993-1-1 Tableau 6.2) [9].

Le facteur d'imperfection  $\alpha = 0,34$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5[1 + 0,34(0,735 - 0,2) + 0,735^2] = 0,861$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,861 + \sqrt{0,861^2 - 0,735^2}} = 0,763$$

Ainsi, la résistance de la barre comprimée au flambement est :

$$N_{by,rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,763 \times 8600 \times 235}{1} = 1542023 \text{ N} = 1542 \text{ KN}$$

La plus faible résistance au flambement est dans le plan du treillis

On vérifie :  $N_{bz,rd} = 1285,3 \text{ KN} > N_{sd} = 700 \text{ KN} \implies$  condition vérifiée.

#### 1.5.1.2.2. Flexion simple (Déversement des éléments fléchis):

Dans cet exemple la membrure en IPE 330 de longueur de 5 m, en traction est aussi soumise à un moment  $M_{sd} = 100 \text{ KN}$ . Nous supposons que cela engendre des moments en extrémités a et b.

$$M_a = -12 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 28 \text{ KN.m}$$

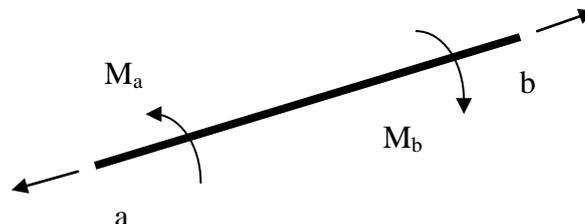


Figure 16: Moments aux extrémités de la membrure.

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  :  $\varepsilon = 1$

Pour les semelles en compression (EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 2)) [4] :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{160/2}{11,5} = 6,95 < 10\varepsilon = 10 \quad \text{les semelles sont de classe 1}$$

Pour l'âme en flexion (EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 1)) [4]:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 < 72\varepsilon = 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

Donc notre profilé est de classe 1

On supposant l'effort de traction très petit donc négligeable la formule de vérification du dé-

versement est : 
$$M_{Sd} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec  $\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le déversement

$\beta_w$  : Facteur de correction des courbes de déversement

$\beta_w = 1$  pour des sections de classe 1 et 2

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Avec  $\phi_{LT}$  : Valeur pour déterminer le coefficient de déversement

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

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profils laminé

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Dans le cas des membrures soumissent aux moments d'extrémités :

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{Avec } M_a \leq M_b$$

Dans notre exemple :

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-12}{28} = -0,42$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 = 1,88 - 1,40(-0,42) + 0,5(-0,42)^2 = 2,55 \leq 2,7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{5000}{35,5}}{(2,55)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{5000}{35,5}}{\frac{330}{11,5}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 52,7$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[ \frac{52,7}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 0,561 \geq 0,4 \quad \text{Le déversement doit être pris en compte}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(0,561 - 0,2) + 0,561^2] = 0,695$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,695 + [0,695^2 - 0,561^2]^{0,5}} = 0,904$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,904 \times 1 \times 8,04 \cdot 10^5 \times \frac{235}{1}$$

$$M_{b,Rd} = 170801760 \text{ N.mm} = 170,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 100 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 170,8 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée}$$

### 1.5.1.2.3. Flexion et effort normale (Flambement et déversement) :

La vérification se fait pour un poteau HEA 400 de hauteur de 8m.

Le poteau considéré est soumis à un effort normale  $N_{Sd} = 200 \text{ KN}$  et à un moment appliqué à l'extrémité supérieure  $M_{y,Sd} = 50 \text{ KN.m}$  sachant qu'il est simplement appuyé sur son extrémité inférieure.

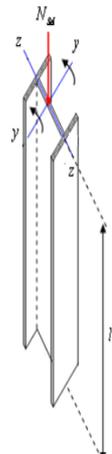


Figure 17: Sollicitations appliqués sur le poteau.

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  :  $\varepsilon = 1$

Pour l'âme en flexion composé (EN 1993-1-1 Tableau 5.3.1 (Feuille 1)) [4] :

$$\alpha = \frac{1}{2} \left( \frac{N_{sd}}{d \times t_w \times f_y} + 1 \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{200 \cdot 10^3}{298 \times 11 \times 235} + 1 \right) = 0,629 > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09 < \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{396}{(13 \times 0,629 - 1)} = 49,52 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

Pour les semelles en consoles et en compression (EN 1993-1-1 Tableau 5.3.1 (Feuille 3)) [4] :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(300 - 11 - 2 \times 27)/2}{19} = 6,18 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{les semelles sont de classe 1}$$

Notre profilé est de classe 1.

Calcul de la stabilité du poteau• **Flambement**

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe y-y est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  Section de classe 1

$l_{fy} = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ m}$  Poteau articulé-encasté

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{l_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 4,51 \cdot 10^8 \times 10^{-3}}{5600^2} = 29807,08 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{1 \times 15900 \times 235}{29807,08 \cdot 10^3}} = 0,354$$

Puisque notre section est un H laminé

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2$$

$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

La courbe de flambement selon l'axe y-y pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe a

Le facteur d'imperfection  $\alpha_y = 0,21$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(0,354 - 0,2) + 0,354^2] = 0,578$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,578 + \sqrt{0,578^2 - 0,354^2}} = 0,966 \leq 1$$

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe z-z est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  Section de classe 1

$l_{fz} = 8 \text{ m}$  Poteau bi-articulé

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 8,56 \cdot 10^7 \times 10^{-3}}{8000^2} = 2772,1 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{1 \times 15900 \times 235}{2772,1 \cdot 10^3}} = 1,16$$

Puisque notre section est un H laminé

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

La courbe de flambement selon l'axe z-z pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe b

Le facteur d'imperfection  $\alpha_z = 0,34$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34(1,16 - 0,2) + 1,16^2] = 1,336$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,336 + \sqrt{1,336^2 - 1,16^2}} = 0,5 \leq 1$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0,966 ; 0,5) = 0,5$$

Détermination du facteur de modification  $k_y$  :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

Le facteur de moment uniforme équivalent du flambement

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{pour } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{0}{50} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

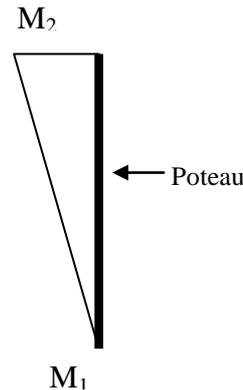


Figure 18: Diagramme des moments dans le poteau

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,354(2 \times 1,8 - 4) + \frac{2,65 \cdot 10^6 - 2,31 \cdot 10^6}{2,31 \cdot 10^6}$$

$$\mu_y = 0,005 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{(0,005) \times 200 \cdot 10^3}{0,966 \times 15,9 \cdot 10^2 \times 235} = 0,997 \leq 1,5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15,9 \cdot 10^2 \times 235}{1} = 373650 \text{ N} = 373,65 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,56 \cdot 10^6 \times 235}{1} = 601,6 \cdot 10^6 \text{ N.mm} = 601,6 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{200}{0,5 \times 373,65} + \frac{0,997 \times 50}{601,6} = 1,15 \geq 1,0$$

⇒ Condition non vérifiée.

Notre profilé HEA 400 ne résiste pas au flambement dû à l'effort normal et au moment fléchissant. Nous devons changer la section transversale du poteau, alors on choisit un HEA 450 et on refait les calculs.

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  :  $\varepsilon = 1$

Pour l'âme en flexion composée (EN 1993-1-1 Tableau 5.3.1 (Feuille 1)) [4] :

$$\alpha = \frac{1}{2} \left( \frac{N_{Sd}}{d \times t_w \times f_y} + 1 \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{200 \cdot 10^3}{244 \times 11,5 \times 235} + 1 \right) = 0,651 > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{244}{11,5} = 21,21 < \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{396}{(13 \times 0,651 - 1)} = 53,06 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

Pour les semelles en consoles et en compression (EN 1993-1-1 Tableau 5.3.1 (Feuille3)) [4] :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{21} = 7,14 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{les semelles sont de classe 1}$$

Notre profilé est de classe 1.

Calcul de la stabilité du poteau

- **Flambement**

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe y-y est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  Section de classe 1

$l_{fy} = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ m}$  Poteau articulé-encasté

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{l_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \cdot 10^3 \times 6,37 \cdot 10^8 \times 10^{-3}}{5600^2} = 42100 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{1 \times 17800 \times 235}{42100 \cdot 10^3}} = 0,315$$

Puisque notre section est un H laminé

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1,46 > 1,2$$

$t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

La courbe de flambement selon l'axe y-y pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe a

Le facteur d'imperfection  $\alpha_y = 0,21$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(0,315 - 0,2) + 0,315^2] = 0,561$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,561 + \sqrt{0,561^2 - 0,315^2}} = 0,975 \leq 1$$

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe z-z est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  Section de classe 1

$l_{fz} = 8 \text{ m}$  Poteau bi-articulé

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \cdot 10^3 \times 9,46 \cdot 10^7 \times 10^{-3}}{8000^2} = 3063,5 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{1 \times 17800 \times 235}{3063,5 \cdot 10^3}} = 1,16$$

Puisque notre section est un H laminé

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1,46 > 1,2$$

$$t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

La courbe de flambement selon l'axe z-z pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe b

Le facteur d'imperfection  $\alpha_z = 0,34$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34(1,16 - 0,2) + 1,16^2] = 1,336$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,336 + \sqrt{1,336^2 - 1,16^2}} = 0,5 \leq 1$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0,975 ; 0,5) = 0,5$$

Détermination du facteur de modification  $k_y$  :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

Le facteur de moment uniforme équivalent du flambement

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{pour } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{0}{50} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,315(2 \times 1,8 - 4) + \frac{3,22 \cdot 10^6 - 2,90 \cdot 10^6}{2,90 \cdot 10^6}$$

$$\mu_y = -0,015 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{(-0,015) \times 200 \cdot 10^3}{0,975 \times 17800 \times 235} = 1,0 \leq 1,5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{17800 \times 235}{1} = 4183000 \text{ N} = 4183 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3,22 \cdot 10^6 \times 235}{1} = 756,7 \cdot 10^6 \text{ N.mm} = 756,7 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{200}{0,5 \times 4183} + \frac{1,0 \times 50}{756,7} = 0,161 \leq 1,0$$

⟹ Condition vérifiée.

- **Déversement**

Détermination du facteur de modification  $k_{LT}$  :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \quad \text{avec } k_{LT} \leq 1$$

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

Le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{pour } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{0}{50} = 0$$

$$\beta_{MLT} = 1,8$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 1,16 \times 1,8 - 0,15 = 0,163 \leq 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{0,163 \times 200 \cdot 10^3}{0,5 \times 17800 \times 235} = 0,984 \leq 1$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{200}{0,5 \times 4183} + \frac{0,984 \times 50}{756,7} = 0,160 \leq 1$$

⇒ Condition vérifiée.

## 1.5.2. Calcul des résistances des sections transversales selon AISC

### 1.5.2.1. Traction simple

Une membrure IPE 330 en traction est vérifiée pour l'effort  $P_u$  supposée égal à 1000kN

**La résistance élastique dans la section brute est :  $\phi_t P_n$**

Pour  $\phi_t = 0,9$  (LRFD)

Et  $P_n = F_y A_g$

Avec  $\phi_t$  : Facteur de résistance à la traction

$P_n$  : Résistance nominale

$F_y$  : Limite élastique

$A_g$  : Section brute du profilé

$$P_n = 235 \times 6260 = 1471100 \text{ N} = 1471,1 \text{ KN}$$

$$\phi_t P_n = 0,9 \times 1471,1 = 1323,99 \approx 1324 \text{ KN} > 1000 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**La résistance à la rupture dans la section nette est :  $\phi_t P_n$**

Pour  $\phi_t = 0,75$  (LRFD)

Et  $P_n = F_u A_e$

Avec  $\phi_t$  : Facteur de résistance à la traction

$P_n$  : Résistance nominale

$F_u$  : Limite de rupture

$A_e$  : Section nette effective du profilé

$$A_e = U \cdot A_n$$

Avec  $U$  : Facteur de décalage de cisaillement

$A_n$  : Section nette

*Calcul de  $A_n$  :*

Données concernant l'attache boulonnée : Voir figure 14

Pour les couvre-joints de semelles d'épaisseur 14 mm :

Le diamètre des trous  $d_{of} = 22 + 3,175 = 25,175$  mm

Pour les couvre-joints d'âme :

Le diamètre des trous  $d_{ow} = 20 + 3,175 = 23,175$  mm

$$A_n = A_g - (4 \times d_{of} \times t_f) - (3 \times d_{ow} \times t_w)$$

$$A_n = 6260 - (4 \times 25,175 \times 11,5) - (3 \times 23,175 \times 7,5) = 4580,5 \text{ mm}^2$$

*Calcul du facteur de décalage de cisaillement  $U$  :*

D'après la section D3 de la spécification AISC, pour les sections transversales ouvertes,  $U$  ne doit pas être inférieur au rapport de la surface brute des éléments connectés à la surface brute de la barre.

Et puisque nous avons des connexions au niveau des semelles et de l'âme donc :

$$U \geq \frac{(2b \times t_f) + (d \times t_w)}{A_g} = \frac{(2 \times 160 \times 11,5) + (271 \times 7,5)}{6260} = 0,912$$

À partir de la description de l'élément dans le tableau de spécification AISC D3.1 case 7[6] on calcule le facteur de décalage de cisaillement  $U$  comme la plus grande des valeurs de la section D3 de la spécification AISC, du tableau D3.1 case 2 et 7. [6]

La case 2 :  $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$

$l$  : Longueur de la connexion

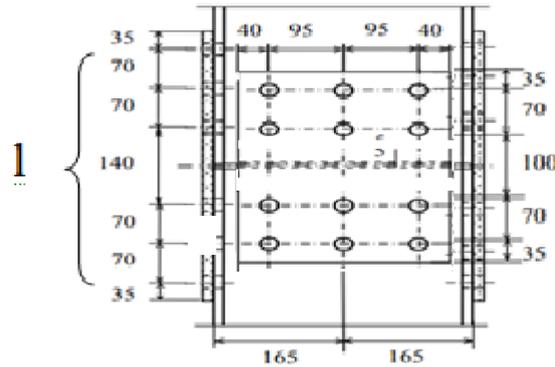


Figure 19: longueur des connexions.

On choisit la plus longue connexions (cas le plus défavorable)

$$l = 70 + 70 + 140 + 70 + 70 = 420 \text{ mm}$$

$\bar{x}$  : Excentricité de la connexion

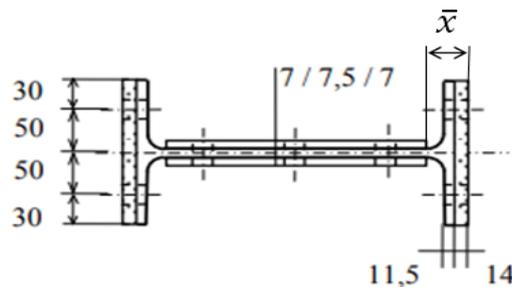


Figure 20: Excentricité des connexions de semelles.

$$\bar{x} = 14 + 11,5 + 18 = 43,5 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{43,5}{420} = 0,896$$

La case 7 :

On a plus de 4 connexions dans le sens de la traction donc :  $U = 0,70$

Ainsi  $U = 0,912$

$$\text{Et } A_e = UA_n = 0,912 \times 4580,5 = 4177,4 \text{ mm}^2$$

$$P_n = F_u A_e = 360 \times 4177,4 = 1503864 \text{ N} = 1503,8 \text{ KN}$$

$$\phi_t P_n = 0,75 \times 1503,8 = 1127,85 \text{ KN} > 1000 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### 1.5.2.2. Compression simple

La vérification se fait pour une membrure comprimée constituée de cornières jumelées 2L 150×150×15 avec une longueur d'épave de 4,5 m, soumise à un effort normal de compression supposé égal à 700 kN

La résistance à la compression est :  $\phi_c P_n$

$$\phi_c = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

Avec  $\phi_c$  : Facteur de résistance à la compression

$P_n$  : Résistance nominale de compression

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1a [6]:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{150}{15} = 10$$

$$0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 13,45$$

Ainsi :  $\lambda < 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  notre section est classée élément non-élané

Selon le tableau E1.1 [6] du code AISC notre diagonale devra être vérifiée en :

- Flambement par flexion
- Flambement par flexion et torsion

Calcul de la longueur effective  $L_c$ :

$$L_c = K \cdot L$$

Avec  $L_c$  : Longueur effective du flambement

$K$  : Facteur de longueur effective

$L$  : Longueur de la barre

Les barres du treillis sont supposées doublement encastrées à leurs extrémités, ce qui donne :

$$K = 0,65 \text{ (Tableau C-A-7.1 de l'AISC)}$$

$$L_c = K \cdot L = 0,65 \times 4,5 = 2,92 \text{ m}$$

La résistance à la compression nominale  $P_n$  doit être déterminée en fonction du flambement:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Avec  $F_{cr}$  : Contrainte critique

Vérifier :  $\frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  Avec  $r$  : Rayon de giration

$E$  : Module d'élasticité du matériau

$F_y$  : Limite élastique

En remplaçant  $\frac{L_c}{r}$  par  $\left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{L_c}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)_m^2}$  car les cornières sont attachées avec des boulons ordinaires.

Avec  $a$  : Distance entre les boulons

$r_i$  : Rayon de giration minimum d'une seule cornière

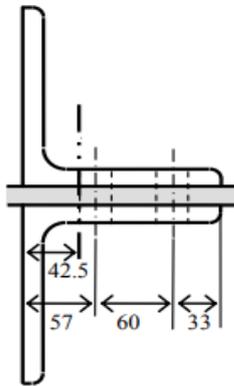


Figure 21: Emplacement des boulons entre les cornières.

$a = 60 \text{ mm}$

$r_i = 29,3 \text{ mm}$

Calcul de :  $\frac{L_c}{r}$  selon l'axe y-y

$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}}$  Avec  $r_y$  : Rayon de giration de la double cornière selon y-y

$I_y = 2 \times 8,98 \cdot 10^6 + 2 \times 4302 \times \left(42,5 + \frac{8}{2}\right)^2 = 36,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

$r_y = \sqrt{\frac{36,5 \cdot 10^6}{8604}} = 65,13 \text{ mm}$

$\frac{L_c}{r_y} = \frac{2920}{65,13} = 44,83$

$\left(\frac{L_c}{r_y}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{L_c}{r_y}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)_m^2} = \sqrt{(44,83)^2 + \left(\frac{60}{29,3}\right)^2} = 44,87$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 140,7$$

$$\left(\frac{L_c}{r_y}\right)_m \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ est vérifié, donc } F_{cry} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_{ey}}}\right) F_y$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r_y}\right)_m^2}$$

$F_e$  : Contrainte de flambement élastique

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times 210000}{44,87^2} = 46191,5 \text{ N} = 46,1 \text{ KN}$$

$$F_{cry} = \left(0,658^{\frac{235}{46191,5}}\right) \times 235 = 234,5 \text{ N/mm}^2$$

Calcul de :  $\frac{L_c}{r}$  selon l'axe z-z

$$r_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_g}}$$

$$I_z = 2 \times 8,98 \cdot 10^6 = 17,96 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r_z = \sqrt{\frac{17,96 \cdot 10^6}{8604}} = 45,68 \text{ mm}$$

$$\frac{L_c}{r_z} = \frac{2920}{45,68} = 63,92$$

$$\left(\frac{L_c}{r_z}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{L_c}{r_z}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)_m^2} = \sqrt{(63,92)^2 + \left(\frac{60}{29,3}\right)^2} = 63,95$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 140,7$$

$$\left(\frac{L_c}{r_z}\right)_m \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ est vérifié, donc } F_{crz} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_{ez}}}\right) F_y$$

$$F_{ez} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r_z}\right)_m^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{63,95^2} = 32409,9 \text{ N} = 32,4 \text{ KN}$$

$$F_{crz} = \left(0,658^{\left(\frac{235}{32409,9}\right)}\right) \times 235 = 234,3 \text{ N/mm}^2$$

On remarque que la contrainte critique à la compression selon le plan du treillis et hors plan du treillis est la même :  $F_{crz} \simeq F_{cry}$

$$\text{Donc } P_n = F_{cr} A_g = 234,3 \times 8604 = 2015917,2 \text{ N} = 2015,9 \text{ KN}$$

La résistance de notre section à la compression selon LRFD est :

$$\phi_c P_n = 0,9 \times 2015,9 = 1814,31 \text{ KN} > 700 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### 1.5.2.3. Flexion simple

La vérification se fait pour une membrure IPE 330 dans laquelle le moment de flexion est supposé égal à 100 KN.m, avec une traction nulle.

La résistance à la flexion est :  $\phi_b M_n$

$$\phi_b = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

Avec  $\phi_b$  : Facteur de résistance à la flexion

$M_n$  : Résistance nominale de flexion

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1b [6] pour les semelles en compression :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{160/2}{11,5} = 6,95 \quad \text{Avec } \lambda : \text{Rapport largeur épaisseur de l'élément}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 11,35 \quad \text{Avec } \lambda_p : \text{Limite des sections compactes}$$

Ainsi  $\lambda < \lambda_p$  les semelles sont compactes

NB : La longueur b en AISC est équivalente à la longueur b/2 en EC3 (voir tableau B4.1b)[6]

Selon le tableau B4.1b pour l'âme :

$$\lambda = \frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13$$

$$\lambda_p = 3,67 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,67 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 109,7$$

Ainsi  $\lambda < \lambda_p$  l'âme est compacte

D'après le tableau F1.1 [6] le profilé sera calculé selon la partie F2 [6] car ses semelles et son âme sont compactes. Notre diagonal devra être vérifié en :

- Limite élastique
- Flambement latéral par torsion (déversement)

#### 1.5.2.3.1. Limite élastique :

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

Avec  $M_p$  : Moment de flexion plastique

$Z_y$  : Module de section plastique autour de l'axe y-y

$$M_p = F_y Z_y = 235 \times 8,04 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 188,94 \text{ KN.m}$$

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 188,94 = 170,04 \text{ KN.m} > 100 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

#### 1.5.2.3.2. Flambement latéral par torsion (Déversement) :

$$L_b = 5000 \text{ mm}$$

Avec  $L_b$  : Longueur entre points non déplaçables

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_z \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Avec  $L_p$  : la longueur non entretenue

$r_z$  : Rayon de giration selon l'axe z-z

$$L_p = 1,76 \times 35,5 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 1867,7 \text{ mm}$$

$$L_p < L_b$$

Calcul de  $L_r$

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_y h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Avec  $L_r$  : Longueur du tronçon déversé

$J_c$  : Moment quadratique de torsion

$S_y$  : Module élastique autour de l'axe y-y

$h_0$  : Distance entre les centres de gravités des semelles

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 330 - 2 \times \frac{11,5}{2} = 318,5 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_z C_w}}{S_y}$$

Avec  $I_z$  : Moment d'inertie autour de l'axe z-z

$C_w$  : Constante de gauchissement

Pour les profilés en I doublement symétriques :

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{7,88 \cdot 10^6 \times (318,5)^2}{4} = 1,99 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{7,88 \cdot 10^6 \times 1,99 \cdot 10^{11}}}{8,04 \cdot 10^5} = 1557,51 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{1557,51} = 39,46 \text{ mm}$$

Ainsi :

$$L_r = 1,95 \times 39,46 \times \frac{210000}{0,7 \times 235} \sqrt{\frac{2,82 \cdot 10^5}{8,04 \cdot 10^5 \times 318,5} + \sqrt{\left(\frac{2,82 \cdot 10^5}{8,04 \cdot 10^5 \times 318,5}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 235}{210000}\right)^2}}$$

$$L_r = 5741,7 \text{ mm}$$

$$L_b = 5000 < L_r = 5741,7$$

Donc on se trouve dans le cas :  $L_p = 1867,7 \text{ mm} < L_b = 5000 \text{ mm} < L_r = 5741,7 \text{ mm}$

Ainsi cette condition doit être vérifiée :  $M_{ny} = C_b \left[ M_{py} - (M_{py} - 0,7 F_y S_y) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{py}$

$$C_b = \frac{1,12 \times M_{max}}{2,5 \times M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Avec  $M_{max}$  : Valeur absolue du moment maximum dans le segment

$M_A, M_b, M_C$  : Valeurs des moments sur différents points du segment

Puisque notre section est un I symétrique encasté aux extrémités (selon les suppositions de l'exemple), le diagramme des moments sur la membrure est le suivant :

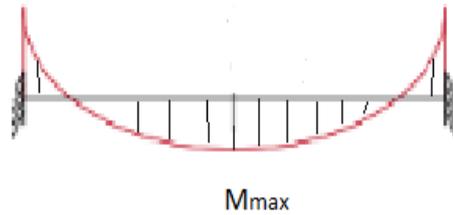


Figure 22: Diagramme des moments pour la membrure IPE 330 en flexion simple.

Dans ce cas  $C_b = 2,27$

$$M_{ny} = 2,27 \left[ 188,94 - (188,94 - 0,7 \times 235 \times 8,04 \cdot 10^5) \left( \frac{5000 - 1867,7}{5741,7 - 1867,7} \right) \right] 10^{-6}$$

$$M_{ny} = 242,66 \text{ KN.m} > M_{yp} = 188,94 \text{ KN.m} \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

L'IPE330 ne résiste pas à au moment fléchissant de 100 KN.m selon y-y.

#### 1.5.2.4. Effort tranchant

La vérification se fait pour une membrure en IPN 200 soumis à un effort tranchant égal à 90 KN

La résistance à l'effort tranchant est :  $\phi_v V_n$

Avec  $\phi_v$  : Facteur de résistance a l'effort tranchant

$V_n$  : Résistance nominale a l'effort tranchant

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad \text{Avec } A_w : \text{Section de l'âme}$$

$C_{v1}$  : Coefficient de la résistance au cisaillement de l'âme

$$A_w = d \times t_w = 159,1 \times 7,5 = 1193,25 \text{ mm}^2$$

Déterminer  $C_{v1}$  :

$$\text{Vérifier : } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Avec } h : \text{Distance entre les semelles sans rayon de congé}$$

$t_w$  : Epaisseur de l'âme

$$\frac{h}{t_w} = \frac{159,1}{7,5} = 21,21$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 66,96$$

Ainsi :  $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  est vérifié

Donc  $\phi_b = 1,00$  (LRFD) et  $C_{v1} = 1$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} = 0,6 \times 235 \times 1193,25 \times 1 = 168248,25 \text{ N} = 168,2 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 168,2 = 168,2 \text{ KN} > 90 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### 1.5.2.5. Flexion et effort normal

➤ La vérification se fait pour la membrure IPE 330 de longueur 5m supposée soumise aux sollicitations suivantes :

Effort normal de compression :  $P_r = 1000 \text{ KN}$

Moment de flexion autour de l'axe y-y :  $M_{ry} = 50 \text{ KN.m}$

Moment de flexion autour de l'axe z-z :  $M_{rz} = 30 \text{ KN.m}$

*Calcul de la résistance axiale  $P_c$  :*

$$P_c = \phi_c P_n \quad \text{Avec } \phi_c = 0,90$$

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1a :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{160/2}{11,5} = 6,95$$

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 16,7$$

Ainsi :  $\lambda < 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  notre section est classée élément non-élancé.

Selon le tableau E1.1 [6] du code AISC notre diagonale devra être vérifiée en :

- Flambement par flexion
- Flambement par torsion

Calcul de la longueur effective  $L_c$ :

$$L_c = K \cdot L \quad \text{Avec } L_c : \text{Longueur effective du flambement}$$

$K$  : Facteur de longueur effective

$L$  : Longueur de la barre

Les barres du treillis sont supposées doublement encastrées à leurs extrémités ce qui donne :

$$K = 0,65 \quad (\text{Tableau C-A-7.1 de l'AISC})$$

$$L_c = K \cdot L = 0,65 \times 5 = 3,25 \text{ m}$$

La résistance à la compression nominale  $P_n$  doit être déterminée en fonction du flambement:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \text{Avec } F_{cr} : \text{Contrainte critique}$$

$$\text{Vérifier : } \frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Avec } r : \text{Rayon de giration}$$

$$\frac{L_c}{r} = \frac{3250}{137,1} = 23,7$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 140,7$$

$$\text{Ainsi : } \frac{L_c}{r} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{donc } F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$\text{Avec } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{23,7^2} = 3689,9 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0,658^{\frac{235}{3689,9}}\right) 235 = 228,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Et } P_n = F_{cr} A_g = 228,8 \times 6260 = 1432288 \text{ N} = 1432,2 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } P_c = \phi_c P_n = 0,90 \times 1432,2 = 1288,9 \text{ KN}$$

Calculer  $\frac{P_r}{P_c}$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1000}{1288,9} = 0,7 > 0,2 \quad \text{Donc on doit vérifier } \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1$$

Avec  $M_{cy}$ ,  $M_{cz}$  : Moment résistant selon l'axe y-y et z-z

- Calcul de la résistance à la flexion  $\Phi_b M_n$

$$\Phi_b = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

Avec  $\Phi_b$  : Facteur de résistance à la flexion

$M_n$  : Résistance nominale de flexion

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1b [6] pour les semelles en flexion autour de l'axe faible :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{160/2}{11,5} = 6,95 \quad \text{Avec } \lambda : \text{Rapport largeur épaisseur de l'élément}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 11,35 \quad \text{Avec } \lambda_p : \text{Limite des sections compactes}$$

Ainsi  $\lambda = 6,95 < \lambda_p = 11,35$  les semelles sont compactes.

Selon le tableau B4.1b [6] pour l'âme fléchie:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{330}{7,5} = 44$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 112,39$$

Ainsi  $\lambda = 44 < \lambda_p = 112,39$  l'âme est compacte.

D'après le tableau F1.1 [6] le profilé sera calculé selon la partie F2 [6] car ses semelles et son âme sont compactes. Notre potelet devrait être vérifié en :

- Limite élastique
- Flambement latéral par torsion (Déversement)

Limite élastique :

Selon l'axe y-y

$$M_{cy} = \Phi_b M_{ny}$$

$$M_{ny} = F_y Z_y \quad \text{Avec } Z_y : \text{Module de section plastique autour de l'axe y-y}$$

$$M_{ny} = 235 \times 8,04 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 188,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy} = \Phi_b M_{ny} = 0,9 \times 188,94 = 170,04 \text{ KN.m}$$

Selon l'axe z-z

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz}$$

$$M_{nz} = F_y Z_z$$

$$M_{nz} = 235 \times 1,54 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 36,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz} = 0,9 \times 36,19 = 32,57 \text{ KN.m}$$

Flambement latéral par torsion (Déversement)

Selon l'axe y-y

$$L_b = 5000 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_z \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad r_z : \text{Rayon de giration selon l'axe z-z}$$

$$L_p = 1,76 \times 35,5 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 1867,7 \text{ mm}$$

Donc  $L_p = 1867,7 \text{ mm} < L_b = 5000 \text{ mm}$

Calcul de  $L_r$

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_0} + \left(\frac{J_c}{S_y h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}$$

$J_c$  : Moment quadratique de torsion

$S_y$  : Module élastique autour de l'axe y-y

$h_0$  : Distance entre les centres de gravités des semelles

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 330 - 2 \times \frac{11,5}{2} = 318,5 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_z C_w}}{S_y} \quad \text{Avec } I_z : \text{Moment d'inertie autour de l'axe z-z}$$

$C_w$  : Constante de gauchissement

Pour les profilés en I doublement symétriques :

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{7,88 \cdot 10^6 \times (318,5)^2}{4} = 1,99 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{7,88 \cdot 10^6 \times 1,99 \cdot 10^{11}}}{8,04 \cdot 10^5} = 1557,51 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{1557,51} = 39,46 \text{ mm}$$

Ainsi :

$$L_r = 1,95 \times 39,46 \times \frac{210000}{0,7 \times 235} \sqrt{\frac{2,82 \cdot 10^5}{8,04 \cdot 10^5 \times 318,5} + \sqrt{\left(\frac{2,82 \cdot 10^5}{8,04 \cdot 10^5 \times 318,5}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 235}{210000}\right)^2}}$$

$$L_r = 5741,7 \text{ mm}$$

$$L_b = 5000 < L_r = 5741,7$$

Donc on se trouve dans le cas :  $L_p = 1867,7 \text{ mm} < L_b = 5000 \text{ mm} < L_r = 5741,7 \text{ mm}$

Ainsi cette condition doit être vérifiée :  $M_{ny} = C_b \left[ M_{py} - (M_{py} - 0,7F_y S_y) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{py}$

Dans ce cas  $C_b = 2,27$

$$M_{ny} = 2,27 \left[ 188,94 - (188,94 - 0,7 \times 235 \times 8,04 \cdot 10^5) \left( \frac{5000 - 1867,7}{5741,7 - 1867,7} \right) \right] 10^{-6}$$

$$M_{ny} = 242,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0,9 \times 242,66 = 218,39 \text{ KN.m}$$

Selon l'axe z-z

$$L_b = 5000 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad r_y : \text{Rayon de giration selon l'axe y-y}$$

$$L_p = 1,76 \times 137,1 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 7213,16 \text{ mm}$$

Donc  $L_p = 7213,16 \text{ mm} > L_b = 5000 \text{ mm}$

Ainsi, on se contente de calculer le moment résistant selon z-z en élasticité.

De la :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = \frac{1000}{1288,9} + \frac{8}{9} \left( \frac{50}{170,04} + \frac{30}{32,57} \right) = 1,85 > 1 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

L'IPE 330 ne résiste pas aux sollicitations.

- Un poteau en HEA 400 de hauteur de 8m est soumis à un effort normal  $P_r$  égal à 200 KN et à un moment appliqué à l'extrémité supérieure  $M_{ry}$  égale à 50 KN.m sachant qu'il est simplement appuyé sur son extrémité inférieure.

Calcul de la résistance axiale  $P_c$  :

$$P_c = \phi_c P_n \quad \text{Avec } \phi_c = 0,90$$

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1a [6]:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{300/2}{19} = 7,89$$

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 16,7$$

Ainsi :  $\lambda < 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  notre section est classée « élément non-élané »

Selon le tableau E1.1 [6] du code AISC, notre poteau devra être vérifiée en :

- Flambement par flexion
- Flambement par torsion

Calcul de la longueur effective  $L_c$ :

$$L_c = K \cdot L$$

Avec  $L_c$  : Longueur effective du flambement

$K$  : Facteur de longueur effective

$L$  : Longueur de la barre

Le poteau est supposé bi-articulé à ces extrémités ce qui donne :

$$K = 1 \quad (\text{Tableau C-A-7.1 de l'AISC})$$

$$L_c = K \cdot L = 1 \times 8 = 8 \text{ m}$$

La résistance à la compression nominale  $P_n$  doit être déterminée en fonction du flambement:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \text{Avec } F_{cr} : \text{Contrainte critique}$$

$$\text{Vérifier : } \frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Avec } r : \text{Rayon de giration}$$

$$\frac{L_c}{r} = \frac{8000}{168,4} = 47,5$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 140,7$$

$$\text{Ainsi : } \frac{L_c}{r} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{donc } F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$\text{Avec } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{47,5^2} = 918,6 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0,658^{\frac{235}{918,6}}\right) 235 = 211,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Et } P_n = F_{cr} A_g = 211,13 \times 15900 = 3356967 \text{ N} = 3356,9 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } P_c = \phi_c P_n = 0,90 \times 3356,9 = 3021,21 \text{ KN}$$

Calculer  $\frac{P_r}{P_c}$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{200}{3021,21} = 0,066 < 0,2 \quad \text{Donc on doit vérifier } \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}}\right) \leq 1$$

Avec  $M_{cy}$ ,  $M_{cz}$  : Moment résistant selon l'axe y-y et z-z

Selon notre exemple le moment  $M_{rz}$  selon l'axe z-z est nul

Calculer  $M_{cy}$

Selon l'axe y-y

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny}$$

$$M_{ny} = F_y Z_y \quad \text{Avec } Z_y : \text{Module de section plastique autour de l'axe y-y}$$

$$M_{ny} = 235 \times 2,56 \cdot 10^6 \times 10^{-6} = 601,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0,9 \times 601,6 = 541,44 \text{ KN.m}$$

$$\text{Ainsi : } \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}}\right) = \frac{200}{2 \times 3139,56} + \left(\frac{50}{541,44}\right) = 0,124 < 1$$

Notre HEA 400 résiste aux sollicitations.

**1.5.3. Comparaison des résultats de calcul obtenus pour EC3/CCM97 et AISC :**

Elément de comparaison	EC3/CCM97	AISC
<b>Traction simple</b> Membrure inférieure IPE330	$N_{t,Rd} = 1208,13 \text{ kN} > 1000 \text{ KN}$	$\phi_t P_n = 1127,85 \text{ KN} > 1000 \text{ KN}$
<b>Compression simple</b> Diagonale 2L 150×150×15	$N_{c,Rd} = 2021940 \text{ N} = 2021,9 \text{ KN} > 700 \text{ KN}$	$\phi_c P_n = 1814,31 \text{ KN} > 700 \text{ KN}$
<b>Flexion simple</b> membrure inférieure IPE 330	$M_{pl,Rd} = 188,9 \text{ KN.m} > 100 \text{ KN.m}$	$M_{ny} = 242,66 \text{ KN.m} > M_{yp} = 188,94 \text{ KN.m}$
<b>Effort tranchant</b> montant en IPN 200	$V_{pl,Rd} = 212,6 \text{ KN} > 90 \text{ KN}$	$\phi_v V_n = 168,2 \text{ KN} > 90 \text{ KN}$
<b>Flexion et effort normal</b> membrure supérieure IPE 330	$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta = 1,58 > 1$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = 1,85 > 1$
<b>Compression simple (Flambement des éléments comprimés)</b> diagonale en cornières jumelées	$N_{bz,Rd} = 1285,3 \text{ KN} > N_{sd} = 700 \text{ KN}$	
<b>Flexion simple (Déversement des éléments fléchis)</b> membrure inférieure IPE 330	$M_{sd} = 100 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 170,8 \text{ KN.m}$	
<b>Flexion et effort normale (Flambement et déversement)</b> Poteaux HEA 400	$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = 1,15 \geq 1,0$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = 0,124 < 1$
<b>Flexion et effort normale (Flambement et déversement)</b> Poteaux HEA 450	$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = 0,161 \leq 1,0$ $\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = 0,160 \leq 1$	

Tableau 21: Tableau démonstratif des résultats obtenus des calculs de l'exemple choisi.

NB : Les cases en rouge indiquent que la résistance de la section transversale n'est pas vérifiée.

En comparant les résultats des résistances des même sections transversales sous les mêmes efforts, calculés par l'EC3 et l'AISC dans le tableau 21, nous remarquons que :

- La résistance à l'effort normal en traction simple pour l'IPE330 en AISC est inférieure à celle en EC3.
- La résistance à l'effort normal en compression simple pour la double cornière L150x150x15 en AISC est inférieure à celle en EC3.
- La résistance de la section transversale au moment fléchissant pour l'IPE330 en EC3 en tenant compte des instabilités est inférieure à celle en EC3 sans tenir compte des instabilités, et elle est supérieure à la résistance en AISC.
- La résistance en cisaillement de l'IPN200 est inférieure en AISC à celle en EC3.
- L'IPE330 soumis à un effort normal et un moment fléchissant ne vérifie pas la condition de résistance ni en EC3 ni en AISC, au contraire de l'HEA400 qui résiste en AISC et ne résiste pas en EC3, on retrouve ce cas pour les grandes sections [5].

## **Chapitre 2**

# Calcul d'un hangar métallique par l'EC3 et le CCM97

## 2.1. Introduction :

L'étude qui va suivre consiste à vérifier la résistance et la stabilité d'un hangar métallique en utilisant le règlement de calcul EC3 et CCM97.

Le travail de conception a déjà été fait, à partir des plans d'architectures pour définir une géométrie de portique, et faire des choix technologiques en ce qui concerne l'ossature du bâtiment. Notre travail nous amène à définir les hypothèses de charges, et effectuer les vérifications de résistances et de stabilités des membrures composant le hangar selon le règlement EC3, CCM97. L'élaboration de la note de calcul concernant les pannes, les poteaux, les traverses et les contreventements fait partie intégrante de ce travail. L'étude est réalisée à l'aide d'outil de calculs Sap2000.

**Remarque :** Puisque le CCM97 et un code générique de l'EC3 avec des coefficients de sécurité partiels supérieurs aux semblables en EC3. La vérification de la résistance et de la stabilité sera confirmée en CCM97 une fois assurée en EC3. A partir de là l'étude suivante se fera selon l'EC3.

## 2.2. Présentation du projet :

Le projet est situé à TLEMCEN en zone industrielle, destiné au stockage de produits textiles. Il présente les caractéristiques suivantes :

- La contrainte admissible du sol est :  $\sigma_{sol} = 1,6$  bars obtenue du rapport géotechnique.
- L'altitude est de 633 m.
- Le site de Tlemcen est classé dans la zone sismique 1 (RPA99-V2003), et zone A pour la neige (RNV99).

**2.2.1. Matériaux utilisés :** On utilise l'acier et le béton.

**Acier :** La nuance d'acier utilisé est S235

- La limite élastique :  $f_y = 235MPa$ .
- La résistance à la traction :  $f_u = 360MPa$ .
- La masse volumique:  $\rho = 7850Kg/m^3$ .
- Le module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000MPa$ .
- Le module d'élasticité transversale :  $G = 84000MPa$ .
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .

**Béton :** Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/ m3, et le béton de propreté est dosé à 150 kg/ m3.

- Les caractéristiques du béton : Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

La résistance à la traction :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

- Les contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime ELU est donnée par la formule:  $f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \gamma_c$

La contrainte de compression à l'ELS est donnée par la formule  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

### 2.2.2. Boulons d'assemblage :

Pour les assemblages, les boulons utilisés sont des boulons ordinaires.

### 2.2.3. Données géométriques du projet :

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- La longueur de la structure :..... 30,00 m
- La largeur de la structure :..... 19,70 m
- La hauteur totale (au faitage): ..... 08,60 m
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière) :.....6,60 m
- La pente de versant:.....  $\alpha = 11,5^\circ$

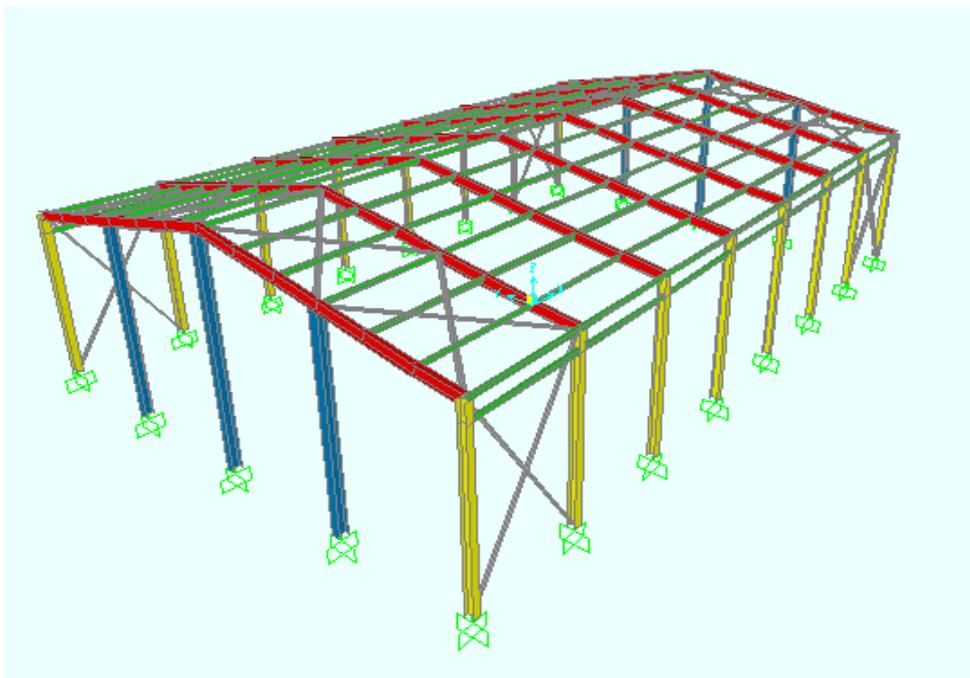


Figure 23 : Hangar métallique.

### 2.2.4. Chargements appliqués :

Les différentes charges appliquées sur notre structure se résument aux charges permanentes  $G$  dus aux poids propre de la structure, aux charges d'exploitation  $Q$  et aux charges climatiques, le vent  $W_x, W_y$  selon les deux directions x-x, y-y et la neige  $S$ .

### 2.3. Modélisation du projet :

Le logiciel utilisé pour la modélisation du projet est le Sap2000.

### 2.4. Vérification des sections transversales en utilisant l'EC3, CCM97 :

#### 2.4.1. Combinaison de charges :

Les valeurs de calcul des efforts maximums dans les profilés, obtenues par Sap2000 sont calculées par les combinaisons à l'ELU suivantes :

$$ELU_{wy} = 1.35G + 1.5 W_y$$

$$ELU_{wx} = 1.35G + 1.5 W_x$$

$$ELU_s = 1.35G + 1.5 S$$

Avec  $G$  : Charge permanente

$W_y$  : Charge du vent selon l'axe y-y

$W_x$  : Charge du vent selon l'axe x-x

$S$  : Charge de la neige

#### 2.4.2. Vérification des pannes :

La panne est un IPE 160.

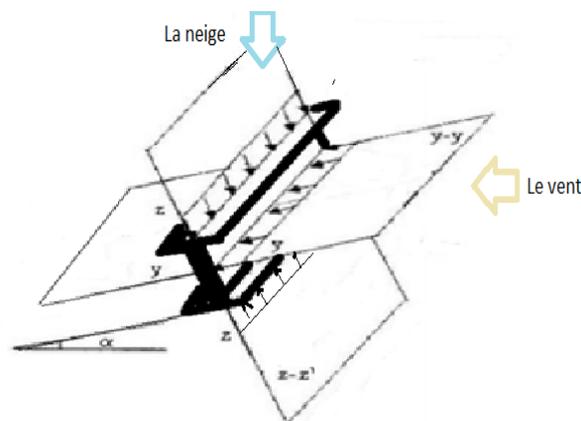


Figure 24: Panne soumise aux forces du vent et de la neige.

Les efforts maximums sont :

Effort max Combinaison $ELU_{wy}$	$N_{sd}$ (KN)	$V_{y,sd}$ (KN)	$V_{z,sd}$ (KN)	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$M_{z,sd}$ (KN.m)
Panne	0	0,049	13,42	-14,24	0,03

Tableau 22: Efforts maximums sur les pannes en ELU calculés par SAP2000.

### 2.4.2.1. Vérification de la résistance des pannes :

#### 2.4.2.1.1. Vérification de la panne à la flexion bi-axiale :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{Avec } M_{Ny,Rd} : \text{Moment résistant à la flexion selon l'axe y-y}$$

$M_{Nz,Rd}$  : Moment résistant à la flexion selon l'axe z-z

$\alpha, \beta$  : Paramètres introduisant l'effet de flexion biaxial

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  :  $\varepsilon = 1$

Pour les semelles en compression (EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 2)) [4] :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{82/2}{7,4} = 5,54 < 10 \varepsilon = 10 \quad \text{les semelles sont de classe 1}$$

Pour l'âme en flexion (EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 1)) [4] :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 < 72\varepsilon = 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

Donc notre profilé est de classe 1

Dans notre cas l'effort normal est considéré nul ( $N_{sd} = 0$ ) donc :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec  $M_{ply,Rd}$ ,  $M_{plz,Rd}$  : Moment plastique selon les deux axes

Pour les sections en I  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$  avec  $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$  ; Ainsi  $\beta = 1$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,24 \cdot 10^5 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 29,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,61 \cdot 10^4 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 6,13 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{14,24}{29,14} \right]^2 + \left[ \frac{0,03}{6,13} \right]^1 = 0,243 < 1 \implies \text{Condition vérifiée}$$

### 2.4.2.1.2. Vérification de la panne au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{zsd} \leq V_{plz,Rd} = \frac{0.58 \times A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{ysd} \leq V_{ply,Rd} = \frac{0.58 \times A_{vy} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec  $V_{plz,Rd}, V_{ply,Rd}$  : Efforts tranchant plastiques selon les deux axes.  
 $A_{vz}, A_{vy}$  : Aires des sections soumissent au cisaillement.

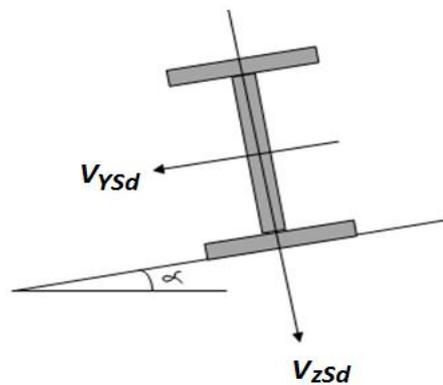


Figure 25: Représentation du cisaillement dans la panne.

Puisque notre profilé est un I, les aires de cisaillement sont :

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 2010 - 2 \times 82 \times 7,4 + (5 + 2 \times 9)7,4 = 966.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{vy} = 2bt_f = 2 \times 82 \times 7,4 = 1213,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{0.58 \times 966,6 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 131,7 \text{ KN} > V_{zsd} = 13,42 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Et } V_{zsd} < 0,5 V_{plz,Rd}$$

$$V_{ply,sd} = \frac{0.58 \times 1213,6 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 165,4 \text{ KN} > V_{ysd} = 0,049 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Et } V_{ysd} < 0,5 V_{ply,Rd}$$

Ainsi la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée, et il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

## 2.4.2.2. Vérification de la stabilité de la panne :

### 2.4.2.2.1. Vérification de la panne au déversement :

La semelle supérieure de la panne ne déverse pas contrairement à la semelle inférieure qui est soumise à l'action soulevant du vent tout en étant libre et fléchit sur toute sa portée.

Puisque notre profilé est de classe 1 avec une section comprimée et fléchit, il faut vérifier

$$\text{que : } \frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Dans notre cas l'effort normal est considéré nul ( $N_{Sd} = 0$ ) donc :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1$$

$$\text{Ainsi } \frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}}$$

$$\text{Avec : } M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,24 \cdot 10^5 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 29,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2,61 \cdot 10^4 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 6,13 \text{ KN}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{pour } \chi_{LT} \leq 1$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{pour les profils laminé}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{pour des sections de classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi^2$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{Avec } M_a \leq M_b$$

Suivant le diagramme des moments dans la panne :

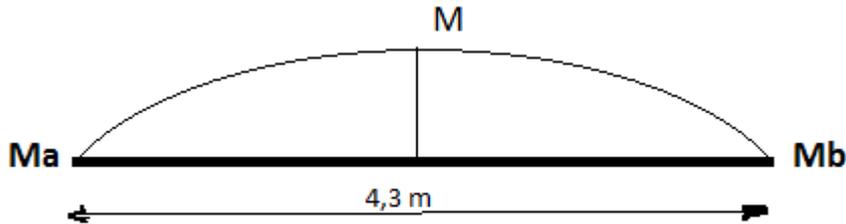


Figure 26: Diagramme des moments dans la panne.

$$\psi = \frac{M_a}{M} = 0 \quad \text{donc } C_1 = 1,88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{4300}{18,4}}{(1,88)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{4300}{\frac{160}{7,4}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 105,38$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[ \frac{105,38}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 1,122 \geq 0,4$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(1,122 - 0,2) + 1,122^2] = 1,226$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,226 + [1,226^2 - 1,122^2]^{0,5}} = 0,582$$

$$\frac{M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{14,24}{0,582 \times 29,14} + \frac{0,03}{6,13} = 0,844 < 1 \implies \text{Condition vérifiée}$$

### 2.4.3. Vérification des poteaux HEA280: Ce sont des HEA 280 de longueur

$l = 6675$  mm, encastres-encastres à leurs extrémités selon y-y et encastres articulés selon z-z

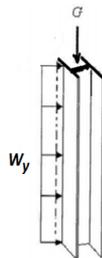


Figure 27: Poteau soumis à son propre poids et aux charges du vent selon y-y

Les efforts maximum sont :

Effort max Combinaison $ELU_{Wy}$	$N_{sd}$ (KN)	$V_{y,sd}$ (KN)	$V_{z,sd}$ (KN)	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$M_{z,sd}$ (KN.m)
Poteau 105	85,6	$6,68 \cdot 10^{-4} \sim 0$	59,8	128,8	-0,0003~0
Poteau 90	87,2				

Tableau 23: Efforts maximums sur les poteaux HEA280 calculés par SAP2000.

### 2.4.3.1. Vérification de la résistance du poteau HEA280

#### 2.4.3.1.1. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement se fera suivant z-z car le cisaillement selon y-y est nul.

$$V_{zsd} \leq V_{plz,Rd} = \frac{0.58 \times A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Puisque notre profilé est un H, les aires de cisaillement sont :

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 9726 - 2 \times 280 \times 13 + (8 + 2 \times 24)13 = 3174 \text{ mm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{0.58 \times 3174 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 432,61 \text{ KN} > V_{zsd} = 59,8 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Et } V_{zsd} < 0,5 V_{plz,Rd}$$

Ainsi la résistance des poteaux HEA280 au cisaillement est vérifiée, et il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

Pour prendre en compte l'interaction de l'effort normal sur le moment fléchissant on doit vérifier la formule suivante :  $N_{sd} > \text{Min} \left( 0,25 N_{plRd} ; 0,5 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M1}} \right)$

$$0,25 N_{plRd} = 0,25 \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{9726 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 571,4 \text{ KN}$$

$$0,5 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5 \frac{(A - 2 b t_f) \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5 \frac{(9726 - 2 \times 280 \times 13) \times 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 287,4 \text{ KN}$$

Ainsi :  $N_{sd} = 79,5 < \text{Min} \left( 0,25 N_{plRd} ; 0,5 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M1}} \right) \implies$  Condition non vérifiée donc il n'y a pas une interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant.

Donc la vérification se ferait pour la flexion seule et la compression seule.

On considère le moment  $M_{zsd} = -0,0003$  comme un moment nul.

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  :  $\varepsilon = 1$

Pour les semelles en compression (CCM97) [2] :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{280/2}{13} = 10,7 < 11\varepsilon = 11 \quad \text{les semelles sont de classe 2}$$

Pour l'âme en flexion :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{196}{8} = 24,5 < 72\varepsilon = 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

Donc notre profilé est de classe 2

#### 2.4.3.1.2. Vérification à la compression :

Pour vérifier la résistance à la compression des sections de classe 2, on a la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{9726 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 2285,6 \text{ KN}$$

Donc :  $N_{sd} = 87,2 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 2285,6 \text{ KN} \implies$  Condition vérifiée.

#### 2.4.3.1.3. Vérification à la flexion :

Pour vérifier la résistance à la flexion des sections de classe 2, on a la formule suivante :

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

$$M_{pl,Rd} = \frac{1,11 \cdot 10^6 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 260,85 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{ysd} = 128,8 \text{ KN.m} \leq M_{c,Rd} = 260,85 \text{ KN.m} \implies$  Condition vérifiée.

#### 2.4.3.2. Vérification du poteau aux instabilités :

##### 2.4.3.2.1. Le flambement :

La formule suivante est a vérifiée pour les sections de classe 2 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe y-y est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  section de classe 2

$$l_{fy} = 0,5 \times l = 0,5 \times 6675 = 3337,5 \text{ mm} \quad \text{Poteau bi-encasté}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{l_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \cdot 10^6 \times 1,37 \cdot 10^8 \times 10^{-6}}{3337,5^2} = 25491,6 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{1 \times 9726 \times 235}{25491,6 \cdot 10^3}} = 0,299 > 0,2 \quad \text{Le risque de flambement est à considérer}$$

Puisque notre section est un H laminé,

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

La courbe de flambement selon l'axe y-y pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe b

Le facteur d'imperfection  $\alpha_y = 0,34$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34(0,299 - 0,2) + 0,299^2] = 0,561$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,561 + \sqrt{0,561^2 - 0,299^2}} = 0,965 \leq 1$$

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe z-z est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  Section de classe 2

$$l_{fz} = 3337,5 \text{ mm} \quad \text{Poteau bi-encasté}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \cdot 10^6 \times 4,76 \cdot 10^7 \times 10^{-6}}{3337,5^2} = 8856,9 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{1 \times 9726 \times 235}{8856,9 \cdot 10^3}} = 0,508 > 0,2 \quad \text{Le risque de flambement est à considérer}$$

Puisque notre section est un H laminé,

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

La courbe de flambement selon l'axe z-z pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe c

Le facteur d'imperfection  $\alpha_z = 0,49$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 [1 + 0,49(0,508 - 0,2) + 0,508^2] = 0,704$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,704 + \sqrt{0,704^2 - 0,508^2}} = 0,839 \leq 1$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,965; 0,839) = 0,839$$

Le facteur de moment uniforme équivalent du flambement

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{pour } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-73,9}{128,8} = -0,57$$

$$\beta_{My} = 2,2$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] = 0,299(2 \times 2,2 - 4) + \left[ \frac{1,11 \cdot 10^6 - 1,01 \cdot 10^6}{1,01 \cdot 10^6} \right]$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] = 0,218$$

$$\beta_{Mz} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{pour } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-1,46 \cdot 10^{-4}}{33 \cdot 10^{-4}} = -0,04$$

$$\beta_{Mz} = 1,828$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right] = 0,508(2 \times 1,828 - 4) + \left[ \frac{5,18 \cdot 10^5 - 3,4 \cdot 10^5}{3,4 \cdot 10^5} \right]$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - w_{elz}}{W_{elz}} \right] = 0,348$$

Détermination du facteur de modification :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{(0,218) \times 79,5 \cdot 10^3}{0,965 \times 9726 \times 235} = 0,99 \leq 1,5$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{(0,348) \times 79,5 \cdot 10^3}{0,839 \times 9726 \times 235} = 0,98 \leq 1,5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9726 \times 235}{1} = 2285610 \text{ N} = 2285,61 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,11 \cdot 10^6 \times 235}{1} = 260,85 \cdot 10^6 \text{ N.mm} = 260,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5,18 \cdot 10^5 \times 235}{1} = 121,73 \cdot 10^6 \text{ N.mm} = 121,73 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{79,5}{0,839 \times 2285,61} + \frac{0,99 \times 128,8}{260,85} + \frac{0,98 \times 3 \cdot 10^{-4}}{121,73} = 0,53 < 1$$

⇒ Condition vérifiée

#### 2.4.3.2.2. Le déversement :

Il faut également vérifier que :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

L'élançement réduit pour le déversement :

Dans le cas des poteaux soumis à une charge distribuée (vent) et doublement encastres:

$$C_1 = 0,712$$

Pour les profilés en H laminés on a :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{6675}{70}}{(0,712)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{6675}{70}}{\frac{270}{13}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 94,4$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[ \frac{94,4}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 1,005 \geq 0,4 \quad \text{le déversement doit être pris en compte}$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les sections laminées

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(0,953 - 0,2) + 0,953^2] = 1,033$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[ \phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{1,033 + [1,033^2 - 0,953^2]^{0,5}} = 0,698$$

Le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$$\beta_{MLT} = 2,2$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,508 \times 2,2 - 0,15 = 0,01 \leq 0,9$$

Détermination du facteur de modification  $k_{LT}$  :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{(0,01) \times 79,5 \cdot 10^3}{0,719 \times 9726 \times 235} = 0,99 \leq 1$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{79,5}{0,839 \times 2285,61} + \frac{0,99 \times 128,8}{0,698 \times 260,85} + \frac{0,98 \times 3 \cdot 10^{-4}}{121,73}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ely,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{elz,Rd}} = 0,741 < 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**2.4.4. Vérification des potelets HEA320:** Ce sont des HEA 320 encastres-articulés à leurs extrémités.

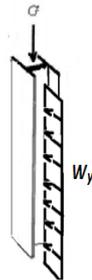


Figure 28: Poteau soumis à son propre poids et aux charges du vent selon y-y

Les efforts maximums sont :

Effort max Combinaison $ELU_{W_y}$	$N_{sd}$ (KN)	$V_{y,sd}$ (KN)	$V_{z,sd}$ (KN)	$M_{y,sd}$ (KN.m)	$M_{z,sd}$ (KN.m)
Poteau 27 $l = 8600$ mm	17	5,81	-67,04	-114,5	25,69
Poteau 263 $l = 7600$ mm	31,2				

Tableau 24: Efforts maximums sur les potelets HEA320 en ELU calculés par SAP2000.

### 2.4.4.1. Vérification de la section du potelet à la résistance :

#### 2.4.4.1.1. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{zsd} \leq V_{plz,Rd} = \frac{0.58 \times A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{ysd} \leq V_{ply,Rd} = \frac{0.58 \times A_{vy} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Puisque notre profilé est un H, les aires de cisaillement sont :

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 12440 - 2 \times 300 \times 15,5 + (9 + 2 \times 27)15,5 = 4116,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{vy} = 2bt_f = 2 \times 300 \times 15,5 = 9300 \text{ mm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{0.58 \times 4116,5 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 561,07 \text{ KN} > V_{zsd} = 67,04 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Et } V_{zsd} < 0,5 V_{plz,Rd}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{0.58 \times 9300 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 1267,59 \text{ KN} > V_{ysd} = 5,81 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Et } V_{ysd} < 0,5 V_{ply,Rd}$$

Ainsi la résistance des potelets au cisaillement est vérifiée, et il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

Pour prendre en compte l'interaction de l'effort normal sur le moment fléchissant on doit vérifier la formule suivante :  $N_{sd} > \text{Min} \left( 0,25 N_{pLRd} ; 0,5 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M1}} \right)$

$$0,25 N_{pLRd} = 0,25 \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{12440 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 730,85 \text{ KN}$$

$$0,5 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5 \frac{(A - 2 b t_f) \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5 \frac{(12440 - 2 \times 300 \times 15,5) \times 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 368,95 \text{ KN}$$

Ainsi :  $N_{sd} = 17 \text{ KN} < \text{Min} \left( 0,25 N_{pLRd} ; 0,5 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M1}} \right) \implies$  Condition non vérifiée  
 donc il n'y a pas une interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant.

La vérification se ferait pour la flexion seule et la compression seule.

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  :  $\varepsilon = 1$

Pour les semelles en flexion (extrémité comprimée) (CCM97) [2]:

$$\alpha = \frac{1}{d} \left[ \frac{h}{2} + \frac{N_{sd}}{2 \times t_w \times f_y} - (t_f + r) \right] = \frac{1}{225} \left[ \frac{310}{2} + \frac{17}{2 \times 9 \times 235} - (15 + 27) \right] = 0,56 \leq 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{310/2}{15,5} = 10 < \frac{10\varepsilon}{\alpha} = 17,8 \quad \text{les semelles sont de classe 1}$$

Pour l'âme en compression

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{9} = 25 < 33\varepsilon = 33 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

Donc notre profilé est de classe 1

#### 2.4.4.1.2. Vérification à la compression :

Pour vérifier la résistance à la compression des sections de classe 1, on a la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{12440 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 2923,4 \text{ KN}$$

Donc :  $N_{sd} = 31,2 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 2923,4 \text{ KN} \implies$  Condition vérifiée.

#### 2.4.4.1.3. Vérification à la flexion :

Pour vérifier la résistance à la flexion des sections de classe 1 on a la formule suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{1,63 \cdot 10^6 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 383,05 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{y,Sd} = 114,5 \text{ KN.m} \leq M_{c,Rd} = 383,05 \text{ KN.m} \implies$  Condition vérifiée.

## 2.4.4.2. Vérification du potelet aux instabilités :

### 2.4.4.2.1. Le flambement :

La formule suivante est a vérifiée pour les sections de classe 1 :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe y-y est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  section de classe 1

$l_{fy} = 0,7 \times l = 0,7 \times 8600 = 6020 \text{ mm}$  Poteau encastré-articulé selon y-y

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{l_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \cdot 10^3 \times 2,29 \cdot 10^8 \times 10^{-3}}{6020^2} = 13096,68 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{1 \times 12440 \times 235}{13096,68 \cdot 10^3}} = 0,472 > 0,2 \text{ Le risque de flambement est à considérer.}$$

Puisque notre section est un H laminé,

$$\frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1,03 < 1,2$$

$t_f = 15,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

La courbe de flambement selon l'axe y-y pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe b

Le facteur d'imperfection  $\alpha_y = 0,34$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34(0,472 - 0,2) + 0,472^2] = 0,657$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,657 + \sqrt{0,657^2 - 0,472^2}} = 0,897 \leq 1$$

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe z-z est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  section de classe 1

$$l_{fz} = 0,5 l = 0,5 \times 8600 = 4300 \quad \text{Potelet bi-encasté selon z-z}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \cdot 10^3 \times 6,98 \cdot 10^7 \times 10^{-3}}{4300^2} = 7824,15 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{1 \times 12440 \times 235}{7824,15 \cdot 10^3}} = 0,611 > 0,2 \quad \text{Le risque de flambement est à considérer}$$

Puisque notre section est un H laminé

$$\frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1,03 < 1,2$$

$$t_f = 15,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

La courbe de flambement selon l'axe z-z pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe c

Le facteur d'imperfection  $\alpha_z = 0,49$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 [1 + 0,49(0,611 - 0,2) + 0,611^2] = 0,787$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,787 + \sqrt{0,787^2 - 0,611^2}} = 0,779 \leq 1$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0,897 ; 0,779) = 0,779$$

Le facteur de moment uniforme équivalent du flambement

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{pour } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{0}{114,5} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - w_{ely}}{W_{ely}} \right] = 0,472(2 \times 1,8 - 4) + \left[ \frac{1,63 \cdot 10^6 - 1,48 \cdot 10^6}{1,48 \cdot 10^6} \right]$$

$$\mu_y = -0,087$$

$$\beta_{Mz} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{pour } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-24,34}{25,69} = -0,947$$

$$\beta_{Mz} = 2,48$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - w_{elz}}{W_{elz}} \right] = 0,611 (2 \times 2,48 - 4) + \left[ \frac{7,10 \cdot 10^5 - 4,66 \cdot 10^5}{4,66 \cdot 10^5} \right]$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - w_{elz}}{W_{elz}} \right] = 1,11$$

Détermination du facteur de modification :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{(-0,087) \times 17 \cdot 10^3}{0,897 \times 12440 \times 235} = 1,00 \leq 1,5$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{(1,11) \times 17 \cdot 10^3}{0,779 \times 12440 \times 235} = 0,99 \leq 1,5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12440 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 2923,4 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,63 \cdot 10^6 \times 235}{1} = 383,05 \cdot 10^6 \text{ N.mm} = 383,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7,10 \cdot 10^5 \times 235}{1} = 166,85 \cdot 10^6 \text{ N.mm} = 166,85 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{17}{0,779 \times 2923,4} + \frac{1,00 \times 114,5}{383,05} + \frac{0,99 \times 25,69}{166,85} = 0,45 < 1$$

⇒ Condition vérifiée

#### 2.4.4.2.2. Le déversement :

Il faut également vérifier que :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

L'élançement réduit pour le déversement :

Selon la direction de l'axe y-y, le potelet est encastré- appuyé avec un diagramme des moments nuls à l'extrémité ce qui nous donne un  $\psi = 0$

Selon le tableau 15.2 [2] le facteur dépendant du cas de chargement et des conditions d'appuis :  $C_1 = 2,092$

Pour les profilés en H laminée on a :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{8600}{74,9}}{(2,092)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{8600}{74,9}}{\frac{310}{15,5}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 62,23$$

Pour les sections de classe 1 :  $\beta_w = 1$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[ \frac{62,23}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 0,66 \geq 0,4 \quad \text{le déversement doit être pris en compte}$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les sections laminées

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(0,66 - 0,2) + 0,66^2] = 0,766$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,766 + [0,766^2 - 0,66^2]^{0,5}} = 0,865$$

Le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$$\beta_{MLT} = 1,8$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,611 \times 1,8 - 0,15 = 0,014 \leq 0,9$$

Détermination du facteur de modification  $k_{LT}$  :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{(0,014) \times 17 \cdot 10^3}{0,779 \times 12440 \times 235} = 0,99 \leq 1$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{17}{0,779 \times 2923,4} + \frac{0,99 \times 114,5}{0,865 \times 383,05} + \frac{0,99 \times 25,69}{166,85}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = 0,502 < 1 \implies \text{Condition vérifiée}$$

**2.4.5. Vérification des traverses :** Sont des IPE 360 de longueur  $l = 10$  m, encastres-encastres à leurs extrémités.



Figure 29: Traverse de portique intermédiaire.

Les efforts maximums sont :

Effort max Combinaison $ELU_{wy}$	$N_{sd}$ (KN)	$V_{y, sd}$ (KN)	$V_{z, sd}$ (KN)	$M_{y, sd}$ (KN.m)	$M_{z, sd}$ (KN.m)
Traverse 118	230,9	-0,001~0	50	77,12	-0,00076~0
Traverse 64	232,45				
Traverse 133			51,15		

Tableau 25: Efforts maximums sur les traverses en ELU calculés par SAP2000.

**2.4.5.1. Vérification de la section de la traverse à la résistance :**

**2.4.5.1.1. Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement se fera suivant z-z car le cisaillement selon y-y est nul.

$$V_{zsd} \leq V_{plz, Rd} = \frac{0.58 \times A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Puisque notre profilé est un I, les aires de cisaillement sont :

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 7270 - 2 \times 170 \times 12,7 + (8 + 2 \times 18)12,7 = 3510,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{0.58 \times 3510,8 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 478,52 \text{ KN} > V_{zsd} = 51,15 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Et  $V_{zsd} < 0,5 V_{plz, Rd}$

Ainsi la résistance de la traverse au cisaillement est vérifiée, et il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

Pour prendre en compte l'interaction de l'effort normal sur le moment fléchissant, on doit vérifier la formule suivante :  $N_{sd} > \text{Min} \left( 0,25N_{plRd} ; 0,5 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M1}} \right)$

$$0,25 N_{pLRd} = 0,25 \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{7270 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 427,11 \text{ KN}$$

$$0,5 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5 \frac{(A - 2 b t_f) \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5 \frac{(7270 - 2 \times 170 \times 12,7) \times 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 346,86 \text{ KN}$$

Ainsi :  $N_{sd} = 230,9 < \text{Min} \left( 0,25 N_{pLRd} ; 0,5 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M1}} \right) \implies$  Condition non vérifiée  
donc il n'y a pas une interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant.

On considère le moment  $M_{zsd} = -0,00076$  comme un moment nul. La vérification se ferait pour la flexion seule et la compression seule.

Classe de la section transversale :

Coefficient du matériau pour  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  :  $\varepsilon = 1$

Pour les semelles en compression :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{170/2}{12,7} = 6,69 < 9\varepsilon = 9 \text{ les semelles sont de classe 1}$$

Pour l'âme en flexion composé :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{232,45 \cdot 10^3}{8 \times 235} = 123,6 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{298,6} \left( \frac{298,6 + 123,6}{2} \right) = 0,706 > 0,5$$

$$\text{La limite de la classe 1 est : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,3$$

$$\frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396}{13 \times 0,706 - 1} = 48,4$$

$$\text{Ainsi : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1} \text{ l'âme est de classe 1}$$

Donc notre profilé est de classe 1

#### 2.4.5.1.2. Vérification à la compression :

Pour vérifier la résistance à la compression des sections de classe 1 on a la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{7270 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 1708,45 \text{ KN}$$

Donc :  $N_{sd} = 232,45 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 1708,45 \text{ KN} \implies$  Condition vérifiée.

### 2.4.5.1.3. Vérification à la flexion :

Pour vérifier la résistance à la flexion des sections de classe 1 on a la formule suivante :

$$M_{ysd} \leq M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{1,02 \cdot 10^6 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 239,7 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{ysd} = 77,12 \text{ KN.m} \leq M_{c,Rd} = 239,7 \text{ KN.m} \implies$  Condition vérifiée.

### 2.4.5.2. Vérification de la traverse aux instabilités :

#### 2.4.5.2.1. Le flambement :

La formule suivante est a vérifiée :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe y-y est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  section de classe 1

$l_{fy} = 10000 \text{ mm}$  Moitié de la traverse

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{l_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \cdot 10^6 \times 1,63 \cdot 10^8 \times 10^{-6}}{10000^2} = 3378,36 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{1 \times 7270 \times 235}{3378,36 \cdot 10^3}} = 0,711 > 0,2 \text{ Le risque de flambement est à considérer}$$

Puisque notre section est un I laminée

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,11 > 1,2$$

$$t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

La courbe de flambement selon l'axe y-y pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe a

Le facteur d'imperfection  $\alpha_y = 0,21$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(0,711 - 0,2) + 0,711^2] = 0,806$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,806 + \sqrt{0,806^2 - 0,711^2}} = 0,843 \leq 1$$

Le coefficient de réduction du flambement selon l'axe z-z est :

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

Avec  $\beta_A = 1$  section de classe 1

$l_{fz} = 1500 \text{ mm}$  Distance minimum entre deux pannes

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \cdot 10^6 \times 1,04 \cdot 10^7 \times 10^{-6}}{1500^2} = 9580 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\beta_A \times A \times f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{1 \times 7270 \times 235}{9580 \cdot 10^3}} = 0,422 > 0,2 \text{ Le risque de flambement est à considérer}$$

Puisque notre section est un I laminé

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,11 > 1,2$$

$$t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

La courbe de flambement selon l'axe z-z pour la nuance d'acier S235 à utiliser est la courbe b

Le facteur d'imperfection  $\alpha_z = 0,34$

$$\text{Le coefficient de réduction } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34(0,422 - 0,2) + 0,422^2] = 0,626$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,626 + \sqrt{0,626^2 - 0,422^2}} = 0,918 \leq 1$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,843; 0,918) = 0,843$$

Le facteur de moment uniforme équivalent du flambement

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{pour } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-0,69}{77,12} = -0,008$$

$$\beta_{My} = 1,805$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - w_{ely}}{W_{ely}} \right] = 0,711(2 \times 1,805 - 4) + \left[ \frac{1,02 \cdot 10^6 - 9,04 \cdot 10^5}{9,04 \cdot 10^5} \right]$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - w_{ely}}{W_{ely}} \right] = -0,148$$

Détermination du facteur de modification :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{(-0,148) \times 230,9 \cdot 10^3}{0,843 \times 7270 \times 235} = 1,023 \leq 1,5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7270 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 1708,45 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,02 \cdot 10^6 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 239,7 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{230,9}{0,842 \times 1708,45} + \frac{1,023 \times 77,12}{239,7} = 0,489 < 1 \implies \text{Condition vérifiée}$$

#### 2.4.5.2.2. Le déversement :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux, donc il faut vérifier que :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

L'élanement réduit pour le déversement :

Dans ce cas:  $C_1 = 1,285$

Pour les profilés en I laminée on a :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{1500}{37,9}}{(1,285)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{1500}{37,9}}{\frac{360}{12,7}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 34,11$$

Pour les sections de classe 1 :  $\beta_w = 1$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \left[ \frac{34,11}{93,9} \right] (1)^{0,5} = 0,854 \geq 0,4 \quad \text{le déversement doit être pris en compte}$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les sections laminées

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(0,854 - 0,2) + 0,854^2] = 0,933$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,933 + [0,933^2 - 0,854^2]^{0,5}} = 0,536$$

Le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$$\beta_{MLT} = \beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi = 1,805 \quad \text{pour} \quad \psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-0,69}{77,12} = -0,008$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,422 \times 1,805 - 0,15 = -0,035 \leq 0,9$$

Détermination du facteur de modification  $k_{LT}$  :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{(-0,035) \times 230,9 \cdot 10^3}{0,918 \times 7270 \times 235} = 1,005 \sim 1$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} = \frac{230,9}{0,918 \times 1708,45} + \frac{1,005 \times 77,12}{0,536 \times 260,85}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ely,Rd}} = 0,701 < 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2.4.6. Vérification des contreventements :** Sont des doubles L disposés en forme de croix horizontalement pour former la poutre au vent et verticalement les palais de stabilité.

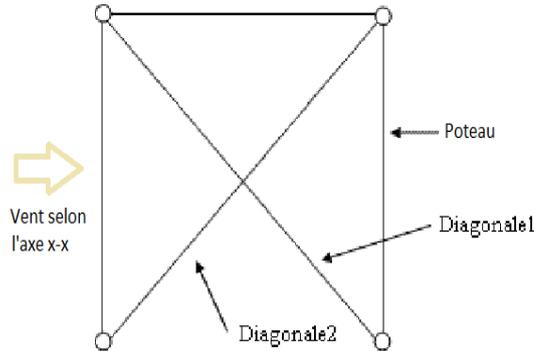


Figure 30 : Contreventement (Palais de stabilité).

Les efforts maximums sont :

Effort max Combinaison $ELU_{wx}$	$N_{sd}$ (KN)
Diagonale du contreventement 21	-66,26

Tableau 26: Efforts maximums sur les contreventements en ELU calculés par SAP2000.

### 2.4.6.1. Vérification de la section de la diagonale du palais de stabilité à la résistance :

#### 2.4.6.1.1. Vérification de la traction:

Les diagonales sont attachées dans chaque extrémité avec une fille de boulons ordinaire de diamètre  $d = 16$  mm

La vérification se fera par la formule suivante :

$$N_{sd} \leq \min[N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}]$$

Avec :  $N_{pl,Rd}$  : Résistance plastique de la section brute

$N_{u,Rd}$  : Résistance ultime de la section nette (Boulons ordinaires)

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1879 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 441,56 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$d_0 = d + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$A_t = d_0 \times t_w \times 2 = 18 \times 7 \times 2 = 252 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - A_t = 1879 - 252 = 1627 \text{ mm}^2$$

Avec  $A_{net}$  : Section net du profilé

$d_0$ : Diamètres du trou du boulon

$d$  : Diamètre du boulon

$A_t$  : Section transversale des trous de boulons

$$\text{Ainsi : } N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1627 \times 360}{1,25} = 421,71 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \min[N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}] = N_{u,Rd} = 421,71 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 66,26 \text{ KN} \leq \min[N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}] = 421,71 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

## **Chapitre 3**

# Calcul d'un hangar métallique par l'AISC

### 3.1. Introduction :

L'étude qui va suivre consiste à vérifier la résistance et la stabilité d'un hangar métallique en utilisant le règlement de calcul AISC.

Comme déjà indiqué dans le chapitre précédent, le travail de conception a déjà été fait. Notre travail consiste à définir les hypothèses de charges, et effectuer les vérifications de résistances et de stabilités des membrures composant le hangar selon le règlement AISC. L'élaboration de la note de calcul concernant les pannes, les poteaux, les traverses et les contreventements fait partie intégrante de ce travail. L'étude est réalisée à l'aide d'outil de calculs Sap2000.

### 3.2. Vérification des sections transversales en utilisant l'AISC :

**3.2.1. Combinaison de charges :** Les valeurs de calculs des efforts maximums dans les profilés, obtenus par Sap2000 sont calculés par les combinaisons à l'RFD suivantes :

$$LRFD1 = 1.2G + 1.6S + 0,8Wx$$

$$LRFD2 = 1.2G + 1.6S + 0,8Wy$$

$$LRFD3 = 1.2G + 1.0Wx + 0,5S$$

$$LRFD4 = 1,2G + 1,0Wy + 0,5S$$

$$LRFD5 = 1,2G + 1.3Wy$$

Avec  $G$  : Charge permanente

$Wy$  : Charge du vent selon l'axe y-y

$Wx$  : Charge du vent selon l'axe x-x

$S$  : Charge de la neige

### 3.2.2. Vérification des pannes :

La panne est un IPE 160.

Effort max Combinaison <i>LRFD5</i>	$P_r$ (KN)	$V_{ry}$ (KN)	$V_{rz}$ (KN)	$M_{ry}$ (KN.m)	$M_{rz}$ (KN.m)
Panne 241	-0,004~0	0,003~0	1,29	-12,33	-0,014~0
Panne 241			11,62		

Tableau 27 : Efforts maximums sur les pannes en LRFD calculés par SAP2000.

### 3.2.2.1. Vérification de la panne à la flexion :

La résistance à la flexion est :  $\phi_b M_n$

$$\phi_b = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

Avec  $\phi_b$  : Facteur de résistance à la flexion

$M_n$  : Résistance nominale de flexion

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1b [6] pour l'âme fléchie:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{160}{5} = 32$$

Avec  $\lambda$  : Rapport largeur/épaisseur de l'élément

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 112,39 \quad \text{Avec } \lambda_p: \text{ Limite des sections compactes}$$

Ainsi  $\lambda = 32 < \lambda_p = 112,39$  donc l'âme est compacte.

Selon le tableau B4.1b [6] pour la semelle comprimée :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{82/2}{7,4} = 5,54$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 11,35 \quad \text{Avec } \lambda_p: \text{ Limite des sections compactes}$$

Ainsi  $\lambda = 5,54 < \lambda_p = 11,35$  donc la semelle est compacte.

D'après le tableau F1.1 [6] le profilé sera calculé selon la partie F2 [6] car ces semelles et son âme sont compactes. Nos pannes devront être vérifiées en :

- Limite élastique
- Flambement latéral par torsion (Déversement)

#### 3.2.2.1.1. Limite élastique :

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Avec  $M_p$  : Moment de flexion plastique

$Z_x$  : Module de section plastique autour de l'axe y-y

$$M_p = F_y Z_y = 235 \times 1,24 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 29,14 \text{ KN.m}$$

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 29,14 = 26,22 \text{ KN.m}$$

$$\phi_b M_n = 26,22 \text{ KN.m} > M_r = 12,33 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

**3.2.2.1.2. Flambement latéral par torsion (déversement) :**

$$L_b = 4300 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \times 18,4 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 968,06 \text{ mm}$$

$r_y$  : Rayon de giration selon l'axe z-z

$$L_p = 968,06 \text{ mm} < L_b = 4300 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_r$

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$J_c$  : Moment quadratique de torsion

$S_x$  : Module élastique autour de l'axe y-y

$h_0$  : Distance entre les centres de gravités des semelles

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 160 - 2 \times \frac{7,4}{2} = 152,6 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

Avec  $r_{ts}$  : Rayon de giration effectif

$I_y$  : Moment d'inertie autour de l'axe z-z

$C_w$  : Constante de gauchissement

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{6,83 \cdot 10^5 \times 152,6^2}{4} = 3,976 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{6,83 \cdot 10^5 \times 3,976 \cdot 10^9}}{1,09 \cdot 10^5} = 478,08 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{478,08} = 21,86 \text{ mm}$$

Ainsi :

$$L_r = 1,95 \times 21,86 \times \frac{210000}{0,7 \times 235} \sqrt{\frac{3,58 \cdot 10^4}{1,09 \cdot 10^5 \times 152,6} + \sqrt{\left(\frac{3,58 \cdot 10^4}{1,09 \cdot 10^5 \times 152,6}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 235}{210000}\right)^2}}$$

$$L_r = 3892,07 \text{ mm}$$

$$L_b = 4300 \text{ mm} > L_r = 3892,07 \text{ mm} \quad \text{donc } M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \text{ (domaine élastique)}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$C_b = \frac{1,12 \times M_{max}}{2,5 \times M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Avec  $M_{max}$  : Valeur absolue du moment maximum dans le segment

$M_A, M_b, M_c$  : Valeurs des moments sur différents points du segment

Puisque notre panne est un I symétrique articulée aux extrémités, le diagramme des moments sur la membrure est le suivant :



Figure 31: Diagramme des moments pour la membrure IPE 160 en flexion.

Dans ce cas  $C_b = 1,67$

$$F_{cr} = \frac{1,67 \times \pi^2 \times 210000}{\left(\frac{4300}{21,86}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{3,58 \cdot 10^4}{1,09 \cdot 10^5 \times 152,6} \left(\frac{4300}{21,86}\right)^2} = 244,9 \text{ N/mm}^2$$

$$M_n = F_{cr} S_x = 244,9 \times 1,09 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 26,69 \text{ KN.m} \approx M_p = 26,22 \text{ KN.m}$$

⇒ Condition vérifiée

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 26,69 = 24,02 \text{ KN.m} > M_r = 12,33 \text{ KN.m}$$

La panne ne subira pas un déversement sous le moment maximum obtenue par la combinaison LRFD5.

### 3.2.2.2. Vérification de la panne au cisaillement:

La résistance à l'effort tranchant est :  $\phi_v V_n$

Avec  $\phi_v$  : Facteur de résistance a l'effort tranchant

$V_n$  : Résistance nominale a l'effort tranchant

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad \text{Avec } A_w : \text{Section de l'âme}$$

$C_{v1}$  : Coefficient de la résistance au cisaillement de l'âme

$$A_w = d \times t_w = 127,2 \times 5 = 636 \text{ mm}^2$$

Déterminer  $C_{v1}$  :

$$\text{Vérifier : } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Avec } h : \text{Distance entre les semelles sans rayon de congé}$$

$t_w$  : Epaisseur de l'âme

$$\frac{h}{t_w} = \frac{160}{5} = 32$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 66,96$$

$$\text{Ainsi : } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ est vérifié}$$

Donc  $\phi_v = 1,00$  (LRFD) et  $C_{v1} = 1$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} = 0,6 \times 235 \times 636 \times 1 = 89676 \text{ N} = 89,6 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 89,6 = 89,6 \text{ KN} > V_r = 11,62 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

### 3.2.3. Vérification des poteaux HEA280 : Ils sont de longueur $l = 6675$ mm.

Les efforts maximum sont :

Effort max Combinaison LRFD5	$P_r$ (KN)	$V_{ry}$ (KN)	$V_{rz}$ (KN)	$M_{ry}$ (KN.m)	$M_{rz}$ (KN.m)
Poteau 109	68,46	0,00005~0	51,86	111,54	0,0001~0

Tableau 28: Efforts maximums sur les poteaux HEA280 en LRFD calculés par SAP2000.

#### 3.2.3.1. Vérification au cisaillement :

La résistance à l'effort tranchant est :  $\phi_v V_n$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad \text{Avec } A_w : \text{Section de l'âme}$$

$C_{v1}$  : Coefficient de la résistance au cisaillement de l'âme

$$A_w = d \times t_w = 196 \times 8 = 1568 \text{ mm}^2$$

Déterminer  $C_{v1}$  :

Vérifier :  $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  Avec  $h$  : Distance entre les semelles sans rayon de congé

$t_w$  : Epaisseur de l'âme

$$\frac{h}{t_w} = \frac{270}{8} = 33,75$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 66,96$$

Ainsi :  $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  est vérifié

Donc  $\phi_v = 1,00$  (LRFD) et  $C_{v1} = 1$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} = 0,6 \times 235 \times 1568 \times 1 \times 10^{-3} = 221,08 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 221,08 = 221,08 \text{ KN} > V_r = 51,86 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

### 3.2.3.2. Vérification des poteaux à la flexion et la compression:

- Calcul de la résistance axiale  $P_c$  :

$$P_c = \phi_c P_n \quad \text{Avec } \phi_c = 0,90$$

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1a :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{280/2}{13} = 10,77$$

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 16,7$$

Ainsi :  $\lambda = 10,77 < 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16,7$  notre section est classée élément non élancé

Selon le tableau E1.1 [6] du code AISC notre poteau devra être vérifié en :

- Flambement par flexion
- Flambement par torsion

Calcul de la longueur effective  $L_c$ :

$$L_c = K \cdot L \quad \text{Avec } L_c : \text{Longueur effective du flambement}$$

$K$  : Facteur de longueur effective

$L$  : Longueur du poteau

Le poteau est doublement encasturé à ces extrémités :

$$K = 0,65 \quad (\text{Tableau C-A-7.1 de l'AISC})$$

$$L_c = K \cdot L = 0,65 \times 6675 = 4338,75 \text{ mm}$$

La résistance à la compression nominale  $P_n$  doit être déterminée en fonction du flambement:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \text{Avec } F_{cr} : \text{Contrainte critique}$$

$$\text{Vérifier : } \frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Avec } r : \text{Rayon de giration}$$

$$\frac{L_c}{r} = \frac{4338,75}{118,6} = 36,58$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 140,7$$

$$\text{Ainsi : } \frac{L_c}{r} = 36,58 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 140,7 \quad \text{donc } F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

✓ *Flambement par flexion*

$$\text{Avec } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{36,58^2} = 1548,9 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0,658^{\frac{235}{1548,9}}\right) 235 = 220,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Et } P_n = F_{cr} A_g = 220,54 \times 9726 = 2144972,04 \text{ N} = 2144,9 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } P_c = \phi_c P_n = 0,90 \times 2144,9 = 1930,41 \text{ KN}$$

✓ *Flambement par torsion*

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_c^2} + G J\right) \frac{1}{I_y + I_z} \quad \text{Avec : } C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} \quad \text{Constante de gauchissement}$$

$$G = 81000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Module de cisaillement}$$

$$J = 6,21 \cdot 10^5 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment quadratique de torsion}$$

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 270 - 2 \times \frac{13}{2} = 257 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} = \frac{4,76 \cdot 10^7 \times (257)^2}{4} = 7,85 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_c^2} + G J \right) \frac{1}{I_y + I_z} = \left( \frac{\pi^2 \times 210000 \times 7,85 \cdot 10^{11}}{4338,75^2} + 81000 \times 6,21 \cdot 10^5 \right) \frac{1}{1,37 \cdot 10^8 + 4,76 \cdot 10^7}$$

$$F_e = 740,68 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Donc } F_{cr} = \left( 0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y = \left( 0,658^{\frac{235}{740,68}} \right) 235 = 205,77 \text{ N/mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 205,77 \times 9726 \times 10^{-3} = 2001,31 \text{ KN}$$

$$P_c = \phi_c P_n = 0,90 \times 2001,31 = 1801,17 \text{ KN}$$

Calculer  $\frac{P_r}{P_c}$  en choisissant le cas le plus défavorable :

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{68,46}{1801,17} = 0,03 < 0,2 \quad \text{Donc la formule } \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1 \text{ doit être vérifiée.}$$

Avec  $M_{cy}, M_{cz}$  : Moment résistant selon l'axe y-y et z-z

- Calcul de la résistance à la flexion  $\phi_b M_n$

$$\phi_b = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

Avec  $\phi_b$  : Facteur de résistance à la flexion

$M_n$  : Résistance nominale de flexion

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1b pour les semelles en compression :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{280/2}{13} = 10,76 \quad \text{Avec } \lambda : \text{Rapport largeur épaisseur de l'élément}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 11,35 \quad \text{Avec } \lambda_p : \text{Limite des sections compactes}$$

Ainsi  $\lambda = 10,76 < \lambda_p = 11,35$  les semelles sont compactes.

Selon le tableau B4.1b [6] pour l'âme fléchie:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{270}{8} = 33,75$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 112,39$$

Ainsi  $\lambda = 33,75 < \lambda_p = 112,39$  l'âme est compacte.

D'après le tableau F1.1 [6] le profilé sera calculé selon la partie F2 [6] car ces semelles et son âme sont compactes. Notre potelet devrait être vérifié en :

- *Limite élastique*
- *Flambement latéral par torsion (Déversement)*

Limite élastique :

Selon l'axe y-y

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny}$$

$$M_{ny} = F_y Z_y \quad \text{Avec } Z_y : \text{Module de section plastique autour de l'axe y-y}$$

$$M_{ny} = 235 \times 1,11 \cdot 10^6 \times 10^{-6} = 260,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0,9 \times 260,85 = 234,76 \text{ KN.m}$$

Selon l'axe z-z

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz}$$

$$M_{nz} = F_y Z_z \quad \text{Avec } Z_z : \text{Module de section plastique autour de l'axe z-z}$$

$$M_{nz} = 235 \times 5,18 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 121,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz} = 0,9 \times 121,73 = 109,55 \text{ KN.m}$$

Flambement latéral par torsion (Déversement)

Selon l'axe y-y

$$L_b = 6675 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_z \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad r_z : \text{Rayon de giration selon l'axe z-z}$$

$$L_p = 1,76 \times 70 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 3682,8 \text{ mm}$$

Donc  $L_p = 3682,8 \text{ mm} < L_b = 6675 \text{ mm}$

Calcul de  $L_r$

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_y h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$J_c$  : Moment quadratique de torsion

$S_y$  : Module élastique autour de l'axe y-y

$h_0$  : Distance entre les centres de gravités des semelles

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 270 - 2 \times \frac{13}{2} = 257 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_z C_w}}{S_y} \quad \text{Avec } I_z : \text{Moment d'inertie autour de l'axe z-z}$$

$C_w$  : Constante de gauchissement

Pour les profilés en I doublement symétriques :

$$C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} = \frac{4,76 \cdot 10^7 \times (257)^2}{4} = 7,85 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{4,76 \cdot 10^7 \times 7,85 \cdot 10^{11}}}{1,01 \cdot 10^6} = 6052,25 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{6052,25} = 77,79 \text{ mm}$$

Ainsi :

$$L_r = 1,95 \times 77,79 \times \frac{210000}{0,7 \times 235} \sqrt{\frac{6,21 \cdot 10^5}{1,01 \cdot 10^6 \times 257} + \sqrt{\left(\frac{6,21 \cdot 10^5}{1,01 \cdot 10^6 \times 257}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 235}{210000}\right)^2}}$$

$$L_r = 14406,04 \text{ mm}$$

$$L_b = 6675 \text{ mm} < L_r = 14406,04 \text{ mm}$$

Donc on se trouve dans le cas :  $L_p = 3682,8 \text{ mm} < L_b = 6675 \text{ mm} < L_r = 14406,04 \text{ mm}$

Ainsi cette condition  $M_{ny} = C_b \left[ M_{py} - (M_{py} - 0,7 F_y S_y) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{py}$  doit être vérifiée.

Puisque notre poteau est un H symétrique doublement encasté selon y-y avec un diagramme des moments de signes opposés aux extrémités.

Dans ce cas  $C_b = 1$

$$M_{ny} = 1 \times \left[ 260,85 - (260,85 - 0,7 \times 235 \times 1,01 \cdot 10^6) \left( \frac{6675 - 3682,8}{14406,04 - 3682,8} \right) \right] 10^{-6}$$

$$M_{ny} = 46,36 \text{ KN.m} < M_{yp} = 260,85 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0,9 \times 46,36 = 41,72 \text{ KN.m}$$

Selon l'axe z-z

$$L_b = 6675 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$r_y$  : Rayon de giration selon l'axe y-y

$$L_p = 1,76 \times 118,6 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 6239,8 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } L_p = 6239,8 \text{ mm} < L_b = 6675 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_r$

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_z h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_z h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$J_c$  : Moment quadratique de torsion

$S_z$  : Module élastique autour de l'axe z-z

$h_0$  : Distance entre les centres de gravités des semelles

$$h_0 = 257 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_z}$$

Avec  $I_y$  : Moment d'inertie autour de l'axe y-y

$C_w$  : Constante de gauchissement

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{1,37 \cdot 10^8 \times (257)^2}{4} = 22,62 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

Pour les profilés en I doublement symétriques

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{1,37 \cdot 10^8 \times 22,62 \cdot 10^{11}}}{3,4 \cdot 10^5} = 51775,9 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{723,58} = 227,5 \text{ mm}$$

$$\text{Ainsi : } L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_z h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_z h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1,95 \times 227,54 \times \frac{210000}{0,7 \times 235} \sqrt{\frac{6,21 \cdot 10^5}{3,4 \cdot 10^5 \times 257} + \sqrt{\left(\frac{6,21 \cdot 10^5}{3,4 \cdot 10^5 \times 257}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 235}{210000}\right)^2}}$$

$$L_r = 68206,77 \text{ mm}$$

$$L_b = 6675 \text{ mm} < L_r = 68206,77 \text{ mm}$$

Donc on se trouve dans le cas :  $L_p = 6239,8 \text{ mm} < L_b = 6675 \text{ mm} < 68206,77 \text{ mm}$

Ainsi cette condition  $M_{nz} = C_b \left[ M_{pz} - (M_{pz} - 0,7 F_y S_z) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{pz}$  doit être vérifiée.

Puisque notre poteau est un H symétrique articulée à une extrémité selon z-z le diagramme des moments sur la membrure serait nul à une extrémité.

Dans ce cas  $C_b = 1,67$

$$M_{nz} = 1,67 \times \left[ 121,73 - (121,73 - 0,7 \times 235 \times 3,4 \cdot 10^5) \left( \frac{6675 - 6239,8}{68206,77 - 6239,8} \right) \right] 10^{-6}$$

$$M_{nz} = 0,65 \text{ KN.m} < M_{zp} = 121,73 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz} = 0,9 \times 0,65 = 0,58 \text{ KN.m}$$

Ainsi :

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = \frac{68,46}{2 \times 1801,17} + \left( \frac{111,54}{41,72} + \frac{0}{0,58} \right) = 2,69 > 1 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

Le poteau risque de se déverser sous la combinaison de charge LRFD5.

### 3.2.4. Vérification du potelet HEA320: Il est de longueur maximum de $l = 8600 \text{ mm}$

Les efforts maximums sont :

Effort max Combinaison LRFD5	$P_r$ (KN)	$V_{ry}$ (KN)	$V_{rz}$ (KN)	$M_{ry}$ (KN.m)	$M_{rz}$ (KN.m)
Poteau 27	14,38	5,04	58,10	99,25	22,26

Tableau 29: Efforts maximums sur les potelets HEA320 en LRFD calculés par SAP2000.

**3.2.4.1. Vérification au cisaillement :**

La résistance à l'effort tranchant est :  $\phi_v V_n$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad \text{Avec } A_w : \text{Section de l'âme}$$

$C_{v1}$  : Coefficient de la résistance au cisaillement de l'âme

$$A_w = d \times t_w = 225 \times 9 = 2025 \text{ mm}^2$$

Déterminer  $C_{v1}$  :

$$\text{Vérifier : } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{310}{9} = 34,4$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 66,96$$

$$\text{Ainsi : } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ est vérifié}$$

$$\text{Donc } \phi_v = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \text{et} \quad C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} = 0,6 \times 235 \times 2025 \times 1 \times 10^{-3} = 285,52 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 285,52 = 285,52 \text{ KN} > V_r = 58,10 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**3.2.4.2. Vérification du potelet à la flexion et la compression:**

- Calcul de la résistance axiale  $P_c$  :

$$P_c = \phi_c P_n \quad \text{Avec } \phi_c = 0,90$$

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1a [6] :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{300/2}{15,5} = 9,67$$

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 16,7$$

$$\text{Ainsi : } \lambda = 9,67 < 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16,7 \quad \text{notre section est classée élément non élancé}$$

Selon le tableau E1.1 [6] du code AISC notre potelet devra être vérifié en :

- Flambement par flexion
- Flambement par torsion

Calcul de la longueur effective  $L_c$ :

$$L_c = K \cdot L$$

Avec  $L_c$  : Longueur effective du flambement

$K$  : Facteur de longueur effective

$L$  : Longueur du poteau

Le poteau est encasturé-articulé à ces extrémités selon y-y:

$$K = 0,8 \text{ (Tableau C-A-7.1 de l'AISC)}$$

$$L_c = K \cdot L = 0,8 \times 8600 = 6880 \text{ mm}$$

La résistance à la compression nominale  $P_n$  doit être déterminée en fonction du flambement:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$\text{Vérifier : } \frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{L_c}{r} = \frac{6880}{135,8} = 50,66$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 140,7$$

$$\text{Ainsi : } \frac{L_c}{r} = 50,66 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 140,7 \quad \text{donc } F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

✓ *Flambement par flexion*

$$\text{Avec } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{50,66^2} = 807,58 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0,658^{\frac{235}{807,58}}\right) 235 = 208,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Et } P_n = F_{cr} A_g = 208,05 \times 12440 \times 10^{-3} = 2588,14 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } P_c = \phi_c P_n = 0,90 \times 2588,14 = 2329,32 \text{ KN}$$

✓ *Flambement par torsion*

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_c^2} + G J \right) \frac{1}{I_y + I_z} \quad \text{Avec : } C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} \quad \text{Constante de gauchissement}$$

$$G = 81000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Module de cisaillement}$$

$$J = 1,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment quadratique de torsion}$$

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 310 - 2 \times \frac{15,5}{2} = 294,5 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} = \frac{6,98 \cdot 10^7 \times (294,5)^2}{4} = 15,13 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_c^2} + G J \right) \frac{1}{I_y + I_z} = \left( \frac{\pi^2 \times 210000 \times 15,13 \cdot 10^{11}}{6880^2} + 81000 \times 1,08 \cdot 10^6 \right) \frac{1}{2,29 \cdot 10^8 + 6,98 \cdot 10^7}$$

$$F_e = 514,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Donc } F_{cr} = \left( 0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y = \left( 0,658^{\frac{235}{514,48}} \right) 235 = 194,10 \text{ N/mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 194,10 \times 12440 \times 10^{-3} = 2414,60 \text{ KN}$$

$$P_c = \phi_c P_n = 0,90 \times 2414,6 = 2173,14 \text{ KN}$$

Calculer  $\frac{P_r}{P_c}$  en choisissant le cas le plus défavorable :

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{14,38}{2173,14} = 0,006 < 0,2 \quad \text{donc la formule } \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1 \text{ doit être vérifiée.}$$

- *Calcul de la résistance à la flexion*  $\phi_b M_n$

$$\phi_b = 0,9 \text{ (LRFD)} \quad \text{Avec } \phi_b : \text{Facteur de résistance à la flexion}$$

$M_n$  : Résistance nominale de flexion

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1b pour les semelles en flexion autour de l'axe faible :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{300/2}{15,5} = 9,67 \quad \text{Avec } \lambda : \text{Rapport largeur épaisseur de l'élément}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 11,35 \quad \text{Avec } \lambda_p : \text{Limite des sections compactes}$$

Ainsi  $\lambda = 9,67 < \lambda_p = 11,35$  les semelles sont compactes.

Selon le tableau B4.1b [6] pour l'âme fléchie:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{225}{9} = 25$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 112,39$$

Ainsi  $\lambda = 25 < \lambda_p = 112,39$  l'âme est compacte.

D'après le tableau F1.1 [6] le profilé sera calculé selon la partie F2 [6] car ces semelles et son âme sont compactes. Notre potelet devrait être vérifié en :

- *Limite élastique*
- *Flambement latéral par torsion (Déversement)*

Limite élastique :

Selon l'axe y-y

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny}$$

$$M_{ny} = F_y Z_y \quad \text{Avec } Z_y : \text{Module de section plastique autour de l'axe y-y}$$

$$M_{ny} = 235 \times 1,63 \cdot 10^6 \times 10^{-6} = 383,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0,9 \times 383,05 = 344,74 \text{ KN.m}$$

Selon l'axe z-z

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz}$$

$$M_{nz} = F_y Z_z$$

$$M_{nz} = 235 \times 7,1 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 166,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz} = 0,9 \times 166,85 = 150,16 \text{ KN.m}$$

Flambement latéral par torsion (Déversement)

Selon l'axe y-y

$$L_b = 8600 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_z \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$r_z$  : Rayon de giration selon l'axe z-z

$$L_p = 1,76 \times 74,9 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 3940,6 \text{ mm}$$

Donc  $L_p = 3940,6 \text{ mm} < L_b = 8600 \text{ mm}$

Calcul de  $L_r$

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_y h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$J_c$  : Moment quadratique de torsion

$S_y$  : Module élastique autour de l'axe y-y

$h_0$  : Distance entre les centres de gravités des semelles

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 310 - 2 \times \frac{15,5}{2} = 294,5 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_z C_w}}{S_y} \quad \text{Avec } I_z : \text{Moment d'inertie autour de l'axe z-z}$$

$C_w$  : Constante de gauchissement

Pour les profilés en I doublement symétriques :

$$C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} = \frac{6,98 \cdot 10^7 \times (294,5)^2}{4} = 15,13 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{6,98 \cdot 10^7 \times 15,13 \cdot 10^{11}}}{1,48 \cdot 10^6} = 6943,6 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{6943,6} = 83,3 \text{ mm}$$

Ainsi :

$$L_r = 1,95 \times 83,3 \times \frac{210000}{0,7 \times 235} \sqrt{\frac{1,08 \cdot 10^6}{1,48 \cdot 10^6 \times 294,5} + \sqrt{\left(\frac{1,08 \cdot 10^6}{1,48 \cdot 10^6 \times 294,5}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 235}{210000}\right)^2}}$$

$$L_r = 14515,4 \text{ mm}$$

$$L_b = 8600 \text{ mm} < L_r = 14515,4 \text{ mm}$$

Donc on se trouve dans le cas :  $L_p = 3940,6 \text{ mm} < L_b = 8600 \text{ mm} < L_r = 14515,4 \text{ mm}$

Ainsi cette condition doit être vérifiée :  $M_{ny} = C_b \left[ M_{py} - (M_{py} - 0,7 F_y S_y) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{py}$

Puisque notre potelet est un H symétrique articulée à une extrémité selon y-y, le diagramme des moments sur la membrure serait nul à une extrémité.

Dans ce cas  $C_b = 1,67$

$$M_{ny} = 1,67 \left[ 383,05 - (383,05 - 0,7 \times 235 \times 1,48 \cdot 10^6) \left( \frac{8600 - 3940,6}{14515,4 - 3940,6} \right) \right] 10^{-6}$$

$$M_{ny} = 179,14 \text{ KN.m} < M_{yp} = 383,05 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0,9 \times 179,14 = 161,22 \text{ KN.m}$$

Selon l'axe z-z

$$L_b = 8600 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$r_y$  : Rayon de giration selon l'axe y-y

$$L_p = 1,76 \times 135,8 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 7144,7 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } L_p = 7144,7 \text{ mm} < L_b = 8600 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_r$

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_z h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_z h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$J_c$  : Moment quadratique de torsion

$S_z$  : Module élastique autour de l'axe z-z

$h_0$  : Distance entre les centres de gravités des semelles

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 310 - 2 \times \frac{15,5}{2} = 294,5 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_z} \quad \text{Avec } I_y : \text{Moment d'inertie autour de l'axe y-y}$$

$C_w$  : Constante de gauchissement

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{2,29 \cdot 10^8 \times (294,5)^2}{4} = 49,65 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

Pour les profilés en I doublement symétriques

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{2,29 \cdot 10^8 \times 49,65 \cdot 10^{11}}}{4,66 \cdot 10^7} = 723,58 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{723,58} = 26,9 \text{ mm}$$

$$\text{Ainsi : } L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_z h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_z h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1,95 \times 26,9 \times \frac{210000}{0,7 \times 235} \sqrt{\frac{1,08 \cdot 10^6}{4,66 \cdot 10^5 \times 294,5} + \sqrt{\left(\frac{1,08 \cdot 10^6}{4,66 \cdot 10^5 \times 294,5}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 235}{210000}\right)^2}}$$

$$L_r = 8469,9 \text{ mm}$$

$$L_b = 8600 \text{ mm} > L_r = 8469,9 \text{ mm} \quad \text{Donc } M_{nz} = F_{cr} S_z \leq M_{pz}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_z h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Puisque notre potelet est un H symétrique doublement encasté selon z-z avec un diagramme des moments de signes opposés aux extrémités.

Dans ce cas  $C_b = 1$

$$F_{crz} = \frac{1 \times \pi^2 \times 210000}{\left(\frac{8600}{26,9}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{1,08 \cdot 10^6}{4,66 \cdot 10^5 \times 294,5} \left(\frac{8600}{26,9}\right)^2} = 161,89 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{nz} = F_{crz} S_z = 161,89 \times 4,66 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 75,44 \text{ KN.m} < M_{pz} = 166,85 \text{ KN.m}$$

⇒ Condition vérifiée

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz} = 0,9 \times 75,44 = 67,89 \text{ KN.m}$$

Ainsi :

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}}\right) = \frac{14,38}{2 \times 2173,14} + \left(\frac{99,25}{161,22} + \frac{22,26}{67,89}\right) = 0,94 < 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**3.2.5. Vérification des traverses :** Sont des IPE 360 de longueur  $l = 10 \text{ m}$ , encastés-encastés à leurs extrémités.

Les efforts maximums sont :

Effort max Combinaison LRFD5	$P_r$ (KN)	$V_{ry}$ (KN)	$V_{rz}$ (KN)	$M_{ry}$ (KN.m)	$M_{rz}$ (KN.m)
Travers 65	199,38	0,008~0	43,19	66,66	0,003~0

Tableau 30: Efforts maximums sur les traverses en LRFD calculés par SAP2000.

**3.2.5.1. Vérification au cisaillement :**

La résistance à l'effort tranchant est :  $\phi_v V_n$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad \text{Avec } A_w : \text{Section de l'âme}$$

$C_{v1}$  : Coefficient de la résistance au cisaillement de l'âme

$$A_w = d \times t_w = 198,6 \times 8 = 1588,8 \text{ mm}^2$$

Déterminer  $C_{v1}$  :

$$\text{Vérifier : } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Avec } h : \text{Distance entre les semelles sans rayon de congé}$$

$t_w$  : Epaisseur de l'âme

$$\frac{h}{t_w} = \frac{296,6}{8} = 37,07$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 66,96$$

$$\text{Ainsi : } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ est vérifié}$$

$$\text{Donc } \phi_v = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \text{et} \quad C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} = 0,6 \times 235 \times 1588,8 \times 1 \times 10^{-3} = 224,02 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 224,02 = 224,02 \text{ KN} > V_r = 30,15 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**3.2.5.2. Vérification des traversasses à la flexion et la compression:**

- Calcul de la résistance axiale  $P_c$  :

$$P_c = \phi_c P_n \quad \text{Avec } \phi_c = 0,90$$

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1a :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{170/2}{12,7} = 6,69$$

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 16,7$$

Ainsi :  $\lambda = 6,69 < 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16,7$       notre section est classée élément élancé

Selon le tableau E1.1 du code AISC [6] notre poteau devra être vérifié en :

- Flambement par flexion
- Flambement par torsion

Calcul de la longueur effective  $L_c$ :

$L_c = K \cdot L$       Avec  $L_c$  : Longueur effective du flambement

$K$  : Facteur de longueur effective

$L$  : Longueur du poteau

La traverse est encasté-encasté à ces extrémités selon y-y:

$K = 0,65$  (Tableau C-A-7.1 de l'AISC)

$L_c = K \cdot L = 0,65 \times 10000 = 6500$  mm

La résistance à la compression nominale  $P_n$  doit être déterminée en fonction du flambement:

$P_n = F_{cr} A_g$

Vérifier :  $\frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$\frac{L_c}{r} = \frac{6500}{150} = 43,33$

$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 140,7$

Ainsi :  $\frac{L_c}{r} = 43,33 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 140,7$       donc  $F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$

✓ Flambement par flexion

Avec  $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{43,33^2} = 1103,9$  N/mm<sup>2</sup>

$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0,658^{\frac{235}{1103,9}}\right) 235 = 216,8$  N/mm<sup>2</sup>

$$\text{Et } P_n = F_{cr} A_g = 216,8 \times 7270 \times 10^{-3} = 1576,13 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } P_c = \phi_c P_n = 0,90 \times 1576,13 = 1418,51 \text{ KN}$$

✓ *Flambement par torsion*

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_c^2} + G J \right) \frac{1}{I_y + I_z} \quad \text{Avec : } C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} \quad \text{Constante de déformation}$$

$$G = 81000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Module de cisaillement}$$

$$J = 3,8 \cdot 10^5 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment quadratique de torsion}$$

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 360 - 2 \times \frac{12,7}{2} = 347,3 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} = \frac{1,04 \cdot 10^7 \times (347,3)^2}{4} = 3,13 \cdot 10^{11}$$

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_c^2} + G J \right) \frac{1}{I_y + I_z} = \left( \frac{\pi^2 \times 210000 \times 3,13 \cdot 10^{11}}{6500^2} + 81000 \times 3,8 \cdot 10^5 \right) \frac{1}{1,63 \cdot 10^8 + 1,04 \cdot 10^7}$$

$$F_e = 266,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Donc } F_{cr} = \left( 0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y = \left( 0,658^{\frac{235}{266,05}} \right) 235 = 162,37 \text{ N/mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 162,37 \times 7270 \times 10^{-3} = 1180,4 \text{ KN}$$

$$P_c = \phi_c P_n = 0,90 \times 1180,4 = 1062,36 \text{ KN}$$

Calculer  $\frac{P_r}{P_c}$  en choisissant le cas le plus défavorable :

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{199,38}{1062,36} = 0,18 < 0,2 \quad \text{Donc la formule } \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1 \text{ doit être vérifiée.}$$

- *Calcul de la résistance à la flexion*  $\phi_b M_n$

$$\phi_b = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

Avec  $\phi_b$  : Facteur de résistance à la flexion

$M_n$  : Résistance nominale de flexion

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1b pour les semelles en compression

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{170/2}{12,7} = 6,69 \quad \text{Avec } \lambda : \text{Rapport largeur épaisseur de l'élément}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 11,35 \quad \text{Avec } \lambda_p: \text{ Limite des sections compactes}$$

Ainsi  $\lambda < \lambda_p$  les semelles sont compactes

Selon le tableau B4.1b pour l'âme en flexion composée :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,32$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 112,39$$

Ainsi  $\lambda < \lambda_p$  l'âme est compacte

D'après le tableau F1.1 [6], le profilé sera calculé selon la partie F2 [6] car ces semelles et son âme sont compactes. Nos traverses devront être vérifiées en :

- *Limite élastique*
- *Flambement latéral par torsion* (déversement)

Limite élastique :

Selon l'axe y-y

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny}$$

$$M_{ny} = F_y Z_y \quad \text{Avec } Z_y: \text{ Module de section plastique autour de l'axe y-y}$$

$$M_{ny} = 235 \times 1,02 \cdot 10^6 \times 10^{-6} = 239,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0,9 \times 239,7 = 215,73 \text{ KN.m}$$

Selon l'axe z-z

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz}$$

$$M_{nz} = F_y Z_z$$

$$M_{nz} = 235 \times 1,91 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 44,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{cz} = \phi_b M_{nz} = 0,9 \times 44,88 = 40,39 \text{ KN.m}$$

Flambement latéral par torsion (Déversement)

Selon l'axe y-y

$$L_b = 10000 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_z \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$r_z$  : Rayon de giration selon l'axe z-z

$$L_p = 1,76 \times 37,9 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 1994,01 \text{ mm}$$

Donc  $L_p = 1994,01 \text{ mm} < L_b = 10000$

Calcul de  $L_r$

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_y h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$J_c$  : Moment quadratique de torsion

$S_y$  : Module élastique autour de l'axe y-y

$h_0$  : Distance entre les centres de gravités des semelles

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 360 - 2 \times \frac{12,7}{2} = 347,3 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_z C_w}}{S_y} \quad \text{Avec } I_z : \text{Moment d'inertie autour de l'axe z-z}$$

$C_w$  : Constante de gauchissement

Pour les profilés en I doublement symétriques :

$$C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} = \frac{1,04 \cdot 10^7 \times (347,3)^2}{4} = 3,13 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{1,04 \cdot 10^7 \times 3,13 \cdot 10^{11}}}{9,04 \cdot 10^5} = 2024,4 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{2024,4} = 44,99 \text{ mm}$$

Ainsi :

$$L_r = 1,95 \times 44,99 \times \frac{210000}{0,7 \times 235} \sqrt{\frac{3,8 \cdot 10^5}{9,04 \cdot 10^5 \times 347,3} + \sqrt{\left(\frac{3,8 \cdot 10^5}{9,04 \cdot 10^5 \times 347,3}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 235}{210000}\right)^2}}$$

$$L_r = 6700,6 \text{ mm}$$

$$L_b = 10000 \text{ mm} > L_r = 6700,6 \text{ mm}$$

Puisque  $L_b > L_r$  la vérification au déversement devra se faire selon la formule :

$$M_n = F_{cr} S_y \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_y h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Puisque notre traverse est un I symétrique doublement encastré selon y-y avec un diagramme des moments de même signes aux extrémités.

Dans ce cas  $C_b = 2,27$

$$F_{cr} = \frac{2,27 \times \pi^2 \times 210000}{\left(\frac{10000}{44,99}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{3,8 \cdot 10^5}{9,04 \cdot 10^5 \times 347,3} \left(\frac{10000}{44,99}\right)^2} = 226,64 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{ny} = F_{cr} S_y = 226,64 \times 9,04 \cdot 10^5 \times 10^{-6} = 204,88 \text{ KN.m} < M_{py} = 239,7 \text{ KN.m}$$

→ Condition vérifiée

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0,9 \times 204,08 = 183,6 \text{ KN.m}$$

Selon l'axe z-z

$$L_b = 1500 \text{ mm}$$

Calcul de  $L_p$ :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad r_y : \text{Rayon de giration selon l'axe y-y}$$

$$L_p = 1,76 \times 150 \sqrt{\frac{210000}{235}} = 7891,8 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } L_p = 7891,8 \text{ mm} > L_b = 1500$$

Dans ce cas la vérification au déversement ne s'applique pas, et la vérification à l'élasticité est suffisante selon z-z.

Ainsi :

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = \frac{199,38}{2 \times 1062,36} + \left( \frac{66,66}{183,6} + \frac{0}{40,39} \right) = 0,45 < 1 \implies \text{Condition vérifiée}$$

### 3.2.6. Vérification des contreventements :

Les efforts maximums sont :

Effort max Combinaison LRFD3	$P_r$ (KN)
Contreventement 21	-45,3

Tableau 31: Efforts maximums sur les contreventements en LRFD calculés par SAP2000.

### 3.2.6.1. Vérification à la traction de la diagonale du palais de stabilité:

Les diagonales sont attachées dans chaque extrémité avec une file de boulons ordinaire de diamètre  $d = 16$  mm

- Calcul de la résistance élastique dans la section brute  $\phi_t P_n$

Pour  $\phi_t = 0,9$  (LRFD)

Et  $P_n = F_y A_g$  Avec  $A_g$  : Section brute du profilé

$$P_n = 235 \times 1879 = 441565 \text{ N} = 441,5 \text{ KN}$$

$$\phi_t P_n = 0,9 \times 441,5 = 397,35 \text{ KN}$$

- Calcul de la résistance à la rupture dans la section nette  $\phi_t P_n$

Pour  $\phi_t = 0,75$  (LRFD)

Et  $P_n = F_u A_e$  Avec  $A_e$  : Section nette effective du profil

$A_e = U \cdot A_n$  Avec  $U$  : Facteur de décalage de cisaillement

$A_n$  : Section nette

Calcul de  $A_n$  :

$$d_0 = d + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$A_n = A_g - (d_0 \times t_w \times 2) = 1879 - (18 \times 7 \times 2) = 1627 \text{ mm}^2$$

Calcul du facteur de décalage de cisaillement  $U$  :

À partir de la description de l'élément dans le tableau de spécification AISC D3.1 case 8, on calcule le facteur de décalage de cisaillement  $U$  comme la plus grande des valeurs de la section D3 de la spécification AISC, du tableau D3.1 case 2 et 8.[6]

La case 2 :  $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$  Avec  $l$  : Longueur de la connexion

$$l = 70 + 70 = 140 \text{ mm}$$

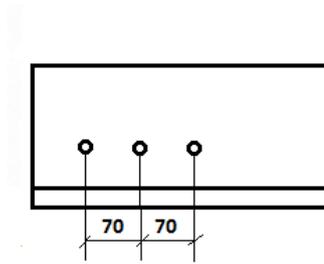


Figure 32: Longueur de connections.

$\bar{x}$  : Excentricité de la connexion

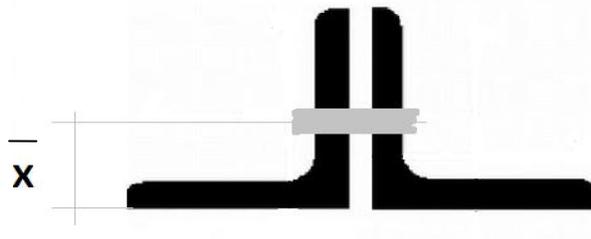


Figure 33: Excentricité des connections.

$$\bar{x} = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{60}{140} = 0,57$$

La case 8 :

On a 3 connections dans le sens de la traction :

$$\text{Donc : } U = 0,60$$

$$\text{Ainsi } U = 0,60$$

$$\text{Et } A_e = U A_n = 0,60 \times 1627 = 976,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc } P_n = F_u A_e = 360 \times 976,2 = 351432 \text{ N} = 351,4 \text{ kN}$$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times 351,4 = 263,55 \text{ kN} > 45,3 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

## **Chapitre 4**

# Analyse comparative entre les codes EC3/CCM97 et AISC

## 4.1. Introduction :

En élaborant les notes de calculs pour vérifier la résistance et la stabilité des différentes parties de l'hangar métallique étudié, nous remarquons des variations et des différences entre les formules de calculs, les sollicitations, et ainsi forcément entre les résultats obtenus. Pour mieux examiner et comparer entre les codes EC3/CCM97 et AISC nous posons des tableaux récapitulatifs.

## 4.2. Comparaison entre les règlements EC3/CCM97 et AISC:

### 4.2.1. Système des axes de références :

Le système des axes de références selon EC3-CCM97 et AISC porte des références d'axes différentes selon la longueur et la section transversale, comme le montre le tableau suivant.

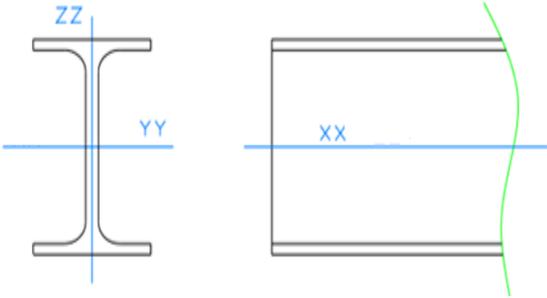
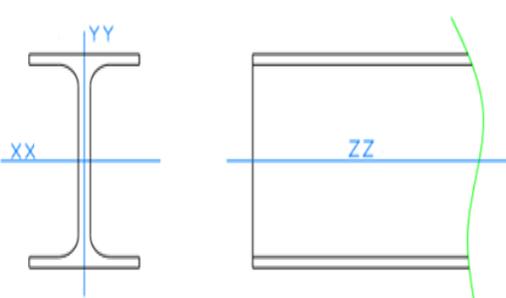
EC3-CCM97	AISC
	

Tableau 32: Système des axes de références selon EC3-CCM97 et AISC

**Remarque :** Pour mener les calculs dans ce travail nous considérons le système d'axe de références de l'EC3 même en AISC.

#### 4.2.2. Lexique des symboles utilisés

Pour mener les calculs des multitudes de notifications sont utilisées dans chaque code pour désigner les caractéristiques des profilés et les coefficients à employer ainsi que les sollicitations et les résistances.

Le tableau suivant présente quelques symboles fréquemment utilisés en EC3 et AISC avec leurs significations.

Signification du symbole	Symbole en EC3	Symbole en AISC
Aire de la section transversale	$A$	$A_g$
Aire nette de la section transversale	$A_{net}$	$A_n$
Aire de cisaillement	$A_v$	$A_w$
Aire efficace de la section transversale	$A_{eff}$	$A_e$
Largeur du profilé	$b$	$b$
Longueur de la barre	$L$	$L$
Epaisseur de semelle	$t_f$	$t_f$
Epaisseur d'âme	$t_w$	$t_w$
Distance entre les boulons	$p$	$A$
Rayon de giration	$i$	$R$
Rayon de giration suivant l'axe Y-Y	$i_y$	$r_y$
Rayon de giration suivant l'axe Z-Z	$i_z$	$r_z$
Limite élastique	$f_y$	$F_y$
Limite de rupture	$f_u$	$F_u$
Module de section plastique autour de l'axe y-y	$W_{ply}$	$Z_y$
Module de section élastique autour de l'axe y-y	$W_{ely}$	$S_x$
Moment résistant	$M_{Rd}$	$M_c$
Moment sollicitant	$M_{Sd}$	$M_r$
Moment plastique	$M_{pl}$	$M_p$
Effort normal sollicitant	$N_{Sd}$	$P_n$
Effort normal résistant de compression	$N_{c,Rd}$	$P_c$
Effort normal calculé de compression	$N_{c,Sd}$	$P_r$
Effort tranchant sollicitant	$V_{Sd}$	$V_n$

Tableau 33: Symboles utilisés selon EC3-CCM97 et AISC

### 4.2.3. Comparaison de la classification des sections selon les deux règlements :

Bien que le principe de cette classification soit similaire pour les 2 spécifications, l'EC3 définit 4 classes tandis qu'il en existe 3 pour l'AISC-LRFD (voir tableau 34 et tableau 35).

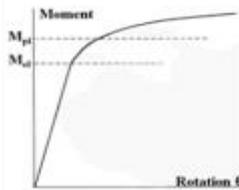
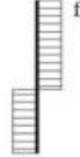
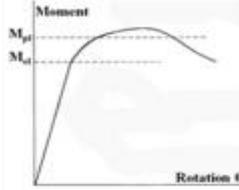
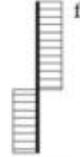
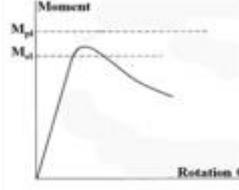
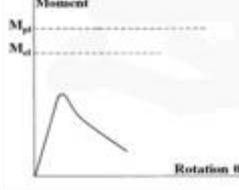
Class	Equiv. AISC	Definition	Steel's behavior	Stress Distribution	Plastic rotation
1	COMPACT	Cross-sections are those which can form a plastic hinge with the rotation capacity required for plastic hinges.		 Plastification on the whole cross-section	Significant
2		Cross-sections are those which can develop their plastic moment resistance, but have limited rotation capacity.		 Plastification on the whole cross-section	Restricted
3	NON-COMPACT	Cross-sections are those in which the calculated stress in the extreme compression fibre of the steel member can reach its yield strength, but local buckling is liable to prevent development of the plastic moment resistance.		 Considered as elastic on the whole cross-section	None
4	SLINDER	Cross-sections are those in which local buckling will occur before the attainment of yield stress in one or more parts of the cross-section.		 Considered as elastic only on the effective cross-section	None

Tableau 34 : Classification d'une section transversale d'après l'EC3 et équivalence dans l'AISC-LRFD [5].

AISC 360	EC3	Description
Seismically Compact	Class 1	These are sections which can develop their plastic moment capacity but still have quite an amount of rotation capacity.
Non-Compact	Class 2	These are sections which can develop their plastic moment capacity but still have rather limited amount of rotation capacity due to local buckling.
Compact	Class 3	These are sections where the plastic moment capacity's development may be prevented by local buckling when extreme compression fibre stresses reach yield strength.
Slender	Class 4	These are sections where a member's (plate) local buckling will occur before the yield stress attained.

Tableau 35 : Classification d'une section transversale d'après l'EC3 et l'AISC-LRFD [5].

### 4.3. Comparaison entre les résultats obtenus par le calcul selon EC3/CCM97 et AISC :

Le tableau suivant indique les différences entre l'EC3/CCM97 et l'AISC en fonction des éléments à comparer.

Élément de comparaison	EC3/CCM97	AISC
Actions et charges	G, Q, W, S	G, Q, W, S
Combinaisons de charges	$ELU_{wy} = 1.35G + 1.5 Wy$ $ELU_{wx} = 1.35G + 1.5 Wx$ $ELU_s = 1.35G + 1.5 S$	$LRFD1 = 1.2G + 1.6 S + 0.8 Wx$ $LRFD2 = 1.2G + 1.6 S + 0.8 Wy$ $LRFD3 = 1.2G + 1.0 Wx + 0.5 S$ $LRFD4 = 1.2 G + 1.0 Wy + 0.5 S$ $LRFD5 = 1.2G + 1.3 W_y$
Facteurs de sécurité	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Traction :</b></li> <li>- Résistance plastique de la section brute  <math>\gamma_{M0} = 1,1</math> (CCM97)  <math>\gamma_{M0} = 1,00</math> (EC3)</li> <li>- Résistance ultime de la section nette (Boulons ordinaires)  <math>\gamma_{M2} = 1,25</math> (CCM97, EC3)</li> <li>- Résistance plastique de la section nette (Boulons précontraints)  <math>\gamma_{M0} = 1,1</math> (CCM97)  <math>\gamma_{M0} = 1,00</math> (EC3)</li> <li>• <b>Compression :</b></li> <li>- Pour sections de classe 1,2,3  <math>\gamma_{M0} = 1,1</math> (CCM97)  <math>\gamma_{M0} = 1,00</math> (EC3)</li> <li>- Pour section de classe 4  <math>\gamma_{M1} = 1,00</math> (CCM97, EC3)</li> <li>• <b>Flexion simple :</b></li> <li>- Pour sections de classe 1,2,3  <math>\gamma_{M0} = 1,1</math> (CCM97)  <math>\gamma_{M0} = 1,00</math> (EC3)</li> <li>- Pour section de classe 4  <math>\gamma_{M1} = 1,00</math> (CCM97, EC3)</li> <li>• <b>Effort tranchant :</b></li> <li><math>\gamma_{M0} = 1,1</math> (CCM97)  <math>\gamma_{M0} = 1,00</math> (EC3)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Traction :</b></li> <li>- Elasticité : <math>\phi_t = 0,90</math> (LRFD)</li> <li>- Rupture : <math>\phi_t = 0,75</math> (LRFD)</li> <li>• <b>Compression :</b></li> <li><math>\phi_c = 0,90</math> (LRFD)</li> <li>• <b>Flexion :</b></li> <li><math>\phi_b = 0,90</math> (LRFD)</li> <li>• <b>Cisaillement :</b></li> <li>- Pour les sections I, H <math>\phi_v = 1,00</math></li> <li>- Pour les autres sections <math>\phi_v = 0,90</math></li> <li>• <b>Flexion avec effort normal de compression :</b></li> <li><math>\phi_c = 0,90</math> (LRFD)</li> <li><math>\phi_b = 0,90</math> (LRFD)</li> </ul>
Vérification de la traction	$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$ $= \min ( N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd} )$	$P_r \leq \phi_t P_n$ - Elasticité : $P_n = F_y A_g$ - Rupture : $P_n = F_u A_e$
Vérification de la compression	$N_{sd} / N_{c,Rd} \leq 1$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pour les sections de classe 1, 2 ou 3 :</li> <li><math>N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}</math></li> <li>• Pour sections de classe 4 :</li> <li><math>N_{c,Rd} = N_{0,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}</math></li> </ul>	$P_r \leq \phi_c P_n$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• Flambement par flexion des éléments non-élançés :</li> <li><math>P_n = F_{cr} \cdot A_g</math></li> </ul>

Vérification de la flexion	$M_{sd}/M_{c,Rd} \leq 1$ <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour section de classe 1,2 :  <math display="block">M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}</math></li> <li>Pour section de classe 3 :  <math display="block">M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}</math></li> <li>Pour section de classe 4 :  <math display="block">M_{c,Rd} = M_{0,Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}</math></li> </ul>	$M_r \leq \phi_b M_n$ <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour I symétrique et compact : <ul style="list-style-type: none"> <li>Limite élastique :  <math display="block">M_n = M_p = F_y Z_y</math></li> <li>Déversement :  Si <math>L_b \leq L_p</math> pas de déversement  Si <math>L_p &lt; L_b \leq L_r</math>  <math display="block">M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_y) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p</math>  Si <math>L_b &gt; L_r</math>  <math display="block">M_n = F_{cr} S_y \leq M_p</math></li> </ul> </li> </ul>
Vérification du cisaillement	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot f_y \cdot A_v / \gamma_{M0}$	$V_r \leq \phi_v V_n$ <p>Dans le cas de cisaillement sans champ d'action : <math>V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1}</math></p>
Vérification de flexion + compression	$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour un plat sans trous de fixations : <math>M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]</math></li> <li>Flexion autour de l'axe y-y :  <math display="block">M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[ \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0,5 \times \alpha} \right]</math></li> <li>Flexion bi-axiale :  <math display="block">\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Quand <math>\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2</math> on a  <math display="block">\frac{P_r}{P_c} + 8 \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1</math></li> <li>Quand <math>\frac{P_r}{P_c} &lt; 0,2</math> on a  <math display="block">\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) \leq 1</math></li> </ul>
Vérification de flexion + cisaillement	<p>Si <math>V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}</math> l'effort tranchant n'influe pas sur le moment fléchissant</p> <p>Si <math>V_{sd} &gt; 0,5 V_{pl,Rd}</math> La résistance se calcul en utilisant <math>f_{red}</math></p>	$T_r \leq \phi_T T_n$ $T_n = F_{cr} C$ <p>C : constante de torsion</p>
Vérification de flambement	<ul style="list-style-type: none"> <li>éléments comprimés :  <math display="block">N_{sd} \leq \chi \cdot \beta_A \cdot A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}</math></li> <li>éléments comprimés et fléchis de classe 1,2 sans déversement :  <math display="block">\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1</math></li> </ul>	$P_r \leq \phi_c P_n$ <ul style="list-style-type: none"> <li>Flambement par flexion des éléments non-élançés :  <math display="block">P_n = F_{cr} \cdot A_g</math></li> </ul>
Vérification du déversement	<ul style="list-style-type: none"> <li>éléments fléchis :  <math display="block">M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}</math></li> <li>éléments comprimés et fléchis de classe 1,2 avec déversement :  <math display="block">\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1</math></li> </ul>	$M_r \leq \phi_b M_n$ <p>Si <math>L_b \leq L_p</math> pas de déversement</p> <p>Si <math>L_p &lt; L_b \leq L_r</math>  <math display="block">M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_y) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p</math></p> <p>Si <math>L_b &gt; L_r</math>  <math display="block">M_n = F_{cr} S_y \leq M_p</math></p>
Vérification de flèche	<p>w : flèche verticale calculé par les combinaisons de charges non-pondérées</p> $w \leq w_{max} = \frac{l}{200}$	<p>w : flèche verticale calculé par les combinaisons de charges non-pondérées</p> $w \leq w_{max} = \frac{l}{180}$

Tableau 36 : Tableau des différences entre l'EC3/CCM97 et l'AISC.

Le tableau suivant indique les variations entre les résultats obtenus par l'EC3/CCM97 et l'AISC en fonction des éléments de l'hangar métallique utilisé en comparaison.

Elément de comparaison	EC3/CCM97	AISC
Panne	<b>Flexion</b> $\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta = 0,243 < 1$	<b>Flexion</b> $M_n = F_{cr} S_x = 26,69 \text{ KN.m} \approx M_p = 26,22 \text{ KN.m}$ (Domaine élastique) $\phi_b M_n = 24,02 \text{ KN.m} > M_r = 12,33 \text{ KN.m}$
	<b>Déversement</b> $\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = 0,844 < 1$	
	<b>Cisaillement</b> $V_{plz,Rd} = 131,7 \text{ KN} > V_{zsd} = 13,42 \text{ KN}$	<b>Cisaillement</b> $\phi_v V_n = 89,6 \text{ KN} > V_r = 11,62 \text{ KN}$
Poteau	<b>Cisaillement</b> $V_{plz,Rd} = 432,61 \text{ KN} > V_{zsd} = 59,8 \text{ KN}$	<b>Cisaillement</b> $\phi_v V_n = 221,08 \text{ KN} > V_r = 51,86 \text{ KN}$
	<b>Compression</b> $N_{sd} = 87,2 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 2285,6 \text{ KN}$	
	<b>Flexion</b> $M_{ysd} = 128,8 \text{ KN.m} \leq M_{c,Rd} = 260,85 \text{ KN.m}$	
	<b>Flambement</b> $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = 0,53 < 1$	
	<b>Déversement</b> $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ely,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{elz,Rd}} = 0,741 < 1$	
Potelet	<b>Cisaillement</b> $V_{plz,Rd} = 561,07 \text{ KN} > V_{zsd} = 67,04 \text{ KN}$	<b>Cisaillement</b> $\phi_v V_n = 285,52 \text{ KN} > V_r = 58,10 \text{ KN}$
	<b>Compression</b> $N_{sd} = 31,2 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 2923,4 \text{ KN}$	
	<b>Flexion</b> $M_{ysd} = 114,5 \text{ KN.m} \leq M_{c,Rd} = 383,05 \text{ KN.m}$	
	<b>Flambement</b> $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = 0,45 < 1$	
	<b>Déversement</b> $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} = 0,502 < 1$	
Traverse	<b>Cisaillement</b> $V_{plz,Rd} = 478,52 \text{ KN} > V_{zsd} = 51,15 \text{ KN}$	<b>Cisaillement</b> $\phi_v V_n = 224,02 \text{ KN} > V_r = 30,15 \text{ KN}$
	<b>Compression</b> $N_{sd} = 232,45 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 1708,45 \text{ KN}$	

	<p><b>Flexion</b>  <math>M_{y,sd} = 77,12 \text{ KN.m} \leq M_{c,Rd} = 239,7 \text{ KN.m}</math></p>	$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = 0,45 < 1$
	<p><b>Flambement</b>  <math display="block">\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = 0,489 &lt; 1</math></p>	
	<p><b>Déversement</b>  <math display="block">\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ely,Rd}} = 0,701 &lt; 1</math></p>	
Contreventement	<p><b>Traction</b>  <math>N_{sd} = 66,26 \text{ KN} \leq \min[N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}]</math>  <math>\min[N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}] = 421,71 \text{ KN}</math></p>	<p><b>Traction</b>  <math>\phi_t P_n = 263,55 \text{ KN} &gt; 45,3 \text{ KN}</math></p>

Tableau 37 : Tableau récapitulatif des résultats de vérification obtenus pour l'EC3/CCM97 et l'AISC.

#### 4.4. Synthèse des résultats :

En comparant les résultats des résistances des mêmes sections transversales sous les mêmes sollicitations, calculés par l'EC3/CCM97 et l'AISC nous remarquons que :

- La résistance au cisaillement de la panne, du poteau, du potelet et de la traverse est vérifiée selon tous les codes. Et pour les mêmes éléments, elle est de valeurs plus importantes pour l'EC3/CCM97 que pour l'AISC.
- La résistance de la panne à la flexion est assurée par l'EC3/CCM97 et l'AISC.
- La résistance à la compression et à la flexion du potelet et de la traverse est vérifiée selon tous les codes, tandis que pour le poteau, elle est vérifiée selon l'EC3/CCM97 et le contraire selon l'AISC.
- La résistance à la traction dans les contreventements est nettement plus supérieure en EC3/CCM97 qu'en AISC.

Les valeurs calculées des résistances des mêmes sections transversales sous les mêmes efforts sont inférieures en AISC à celles en EC3. Cela dit, en utilisant le règlement EC3 ou CCM97 pour mener les calculs de vérification des résistances, nous obtenons une résistance supplémentaire que si nous utilisons le règlement AISC.

L'EC3/CCM97 présentent des résultats de calculs plus précis pour déterminer les résistances. Ces calculs sont relativement moins compliqués pour l'AISC que pour l'EC3/CCM97.

# CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation de Master en génie civil, spécialité Construction métallique et mixte. Il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus de formation et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur à savoir l'EC3, le CCM97 et l'AISC.

Les spécifications indiquées dans l'EC3/CCM97 et l'AISC partagent un noyau inspiré de plusieurs théories similaires, mais leurs politiques afin d'aider le concepteur sont très différentes.

L'approche de l'EC3 et du CCM97 est la plus complexe ou la plus détaillée, car chaque comportement pouvant affecter une barre est clairement défini, et plusieurs méthodes sont parfois disponibles pour leurs vérifications. Grâce à cette transparence à l'égard des différents comportements l'EC3 et le CCM97 aident à optimiser une structure et à mieux contrôler l'implication de chaque facteur. Cependant ces deux codes sont difficiles à utiliser à la main et sont plutôt destinés à une utilisation au travers des programmes informatiques.

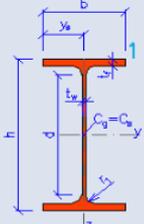
L'approche de l'AISC est basée sur des résultats de laboratoires, leurs formulations mathématiques sont basées sur des hypothèses pour une raison de simplification, ainsi l'ingénieur est dans l'obligation de les utiliser avec précaution surtout dans des cas peu fréquents de la construction métallique [5].

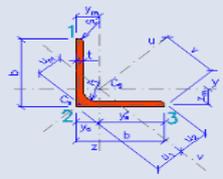
Pour conclure, alors que l'écriture des formules de l'EC3/ CCM97 et l'AISC partagent une procédure différente, la vérification de la résistance des sections transversales et leurs stabilités obtenus avec ces codes est globalement similaire dans les cas les plus courants de construction métallique, sauf que l'EC3 et le CCM97 procurent au designer une plus grande optimisation des éléments contrairement à l'AISC.

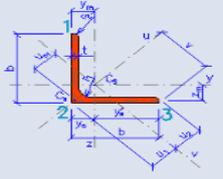
Enfin, nous espérons que cette modeste étude dans le dimensionnement d'un hall métallique entre CCM97/EC3 et AISC, règlements de calculs destinés aux constructions métallique fera l'objet d'autres études plus élargies afin de mieux satisfaire le designer et pourquoi pas développer une approche unifiée destinée à l'utilisation universelle.

# **ANNEXE**

## Caractéristiques des profilés utilisés dans le projet :

IPE330					
Dimensions			Valeurs statiques		
h = 330 mm			Axe y	Axe z	
b = 160 mm			$I_y = 1.18E+8 \text{ mm}^4$	$I_z = 7.88E+6 \text{ mm}^4$	
$t_f = 11.5 \text{ mm}$			$W_{y1} = 7.13E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 9.85E+4 \text{ mm}^3$	
$t_w = 7.5 \text{ mm}$			$W_{y,pl} = 8.04E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 1.54E+5 \text{ mm}^3$	
$r_1 = 18 \text{ mm}$			$i_y = 137.1 \text{ mm}$	$i_z = 35.50 \text{ mm}$	
$y_s = 80 \text{ mm}$			$S_y = 4.02E+5 \text{ mm}^3$	$S_z = 7.68E+4 \text{ mm}^3$	
d = 271 mm			Torsion et flambement		
A = 6260 mm <sup>2</sup>			$I_w = 1.99E+11 \text{ mm}^6$	$I_t = 2.82E+5 \text{ mm}^4$	
$A_L = 1.254 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	G = 49.1 kg.m <sup>-1</sup>		$i_w = 39.80 \text{ mm}$	$i_{pc} = 142.0 \text{ mm}$	

L 150x150x15					
Dimensions			Valeurs statiques axe d'inertie minimale		
			Axe y	Axe z	
			$I_y = 8.98E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 8.98E+6 \text{ mm}^4$	
			$W_{y1} = 8.35E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 8.35E+4 \text{ mm}^3$	
			$W_{y2} = 2.11E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 2.11E+5 \text{ mm}^3$	
			$i_y = 45.7 \text{ mm}$	$i_z = 45.7 \text{ mm}$	
			Valeurs statiques axe principal d'inertie		
			Axe u	Axe v	
			$I_u = 1.43E+7 \text{ mm}^4$	$I_v = 3.69E+6 \text{ mm}^4$	
b = 150 mm	A = 4302 mm <sup>2</sup>		$W_{u1} = 1.35E+5 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 6.14E+4 \text{ mm}^3$	
t = 15 mm	G = 33.77 kg.m <sup>-1</sup>	$i_u = 57.6 \text{ mm}$	$W_{v3} = 6.92E+4 \text{ mm}^3$		
$r_1 = 16 \text{ mm}$	$A_L = 0.5863 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	$u_m = 49.5 \text{ mm}$	$i_v = 29.3 \text{ mm}$		
$r_2 = 8 \text{ mm}$	v = 106.1 mm	Torsion et flambement			
$y_s = 42.5 \text{ mm}$	$u_1 = 60.1 \text{ mm}$	$I_t = 3.29E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 64.6 \text{ mm}$		
$y'_s = 107.5 \text{ mm}$	$u_2 = 53.3 \text{ mm}$	$I_{yz} = 5.29E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 81.4 \text{ mm}$		

L 120x120x12					
Dimensions			Valeurs statiques axe d'inertie minimale		
			Axe y	Axe z	
			$I_y = 3.68E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 3.68E+6 \text{ mm}^4$	
			$W_{y1} = 4.27E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 4.27E+4 \text{ mm}^3$	
			$W_{y2} = 1.08E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 1.08E+5 \text{ mm}^3$	
			$i_y = 36.5 \text{ mm}$	$i_z = 36.5 \text{ mm}$	
			Valeurs statiques axe principal d'inertie		
			Axe u	Axe v	
			$I_u = 5.84E+6 \text{ mm}^4$	$I_v = 1.51E+6 \text{ mm}^4$	
b = 120 mm	A = 2754 mm <sup>2</sup>		$W_{u1} = 6.89E+4 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 3.14E+4 \text{ mm}^3$	
t = 12 mm	G = 21.62 kg.m <sup>-1</sup>	$i_u = 46.1 \text{ mm}$	$W_{v3} = 3.54E+4 \text{ mm}^3$		
$r_1 = 13 \text{ mm}$	$A_L = 0.4688 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	$u_m = 39.5 \text{ mm}$	$i_v = 23.4 \text{ mm}$		
$r_2 = 6.5 \text{ mm}$	v = 84.9 mm	Torsion et flambement			
$y_s = 34 \text{ mm}$	$u_1 = 48 \text{ mm}$	$I_t = 1.35E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 51.7 \text{ mm}$		
$y'_s = 86 \text{ mm}$	$u_2 = 42.6 \text{ mm}$	$I_{yz} = 2.17E+6 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 65.1 \text{ mm}$		

### HE400A

Dimensions		Valeurs statiques	
h = 390 mm		Axe y	Axe z
b = 300 mm		$I_y = 4.51E+8 \text{ mm}^4$	$I_z = 8.56E+7 \text{ mm}^4$
$t_f = 19 \text{ mm}$		$W_{y1} = 2.31E+6 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 5.71E+5 \text{ mm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 2.56E+6 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 8.73E+5 \text{ mm}^3$
$r_1 = 27 \text{ mm}$		$i_y = 168.4 \text{ mm}$	$i_z = 73.40 \text{ mm}$
$y_s = 150 \text{ mm}$		$S_y = 1.28E+6 \text{ mm}^3$	$S_z = 4.36E+5 \text{ mm}^3$
d = 298 mm		<b>Torsion et flambement</b>	
A = 15900 mm <sup>2</sup>		$I_w = 2.94E+12 \text{ mm}^6$	$I_t = 1.89E+6 \text{ mm}^4$
$A_L = 1.91 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$i_w = 74.06 \text{ mm}$	$i_{pc} = 183.7 \text{ mm}$
G = 125 kg·m <sup>-1</sup>			

### HE450A

Dimensions		Valeurs statiques	
h = 440 mm		Axe y	Axe z
b = 300 mm		$I_y = 6.37E+8 \text{ mm}^4$	$I_z = 9.46E+7 \text{ mm}^4$
$t_f = 21 \text{ mm}$		$W_{y1} = 2.90E+6 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 6.31E+5 \text{ mm}^3$
$t_w = 11.5 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 3.22E+6 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 9.66E+5 \text{ mm}^3$
$r_1 = 27 \text{ mm}$		$i_y = 189.2 \text{ mm}$	$i_z = 72.90 \text{ mm}$
$y_s = 150 \text{ mm}$		$S_y = 1.61E+6 \text{ mm}^3$	$S_z = 4.83E+5 \text{ mm}^3$
d = 344 mm		<b>Torsion et flambement</b>	
A = 17800 mm <sup>2</sup>		$I_w = 4.15E+12 \text{ mm}^6$	$I_t = 2.44E+6 \text{ mm}^4$
$A_L = 2.01 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$i_w = 75.28 \text{ mm}$	$i_{pc} = 202.8 \text{ mm}$
G = 140 kg·m <sup>-1</sup>			

### IPN 200

Dimensions		Valeurs statiques	
h = 200 mm		Axe y	Axe z
b = 90 mm		$I_y = 2.14E+7 \text{ mm}^4$	$I_z = 1.16E+6 \text{ mm}^4$
$t_f = 11.3 \text{ mm}$		$W_{y1} = 2.14E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 2.59E+4 \text{ mm}^3$
$t_w = 7.5 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 2.48E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 4.27E+4 \text{ mm}^3$
$r_1 = 7.5 \text{ mm}$		$i_y = 80 \text{ mm}$	$i_z = 18.7 \text{ mm}$
$r_2 = 4.5 \text{ mm}$		$S_y = 1.24E+5 \text{ mm}^3$	$S_z = 2.14E+4 \text{ mm}^3$
$y_s = 45 \text{ mm}$		<b>Torsion et flambement</b>	
d = 159.1 mm		$I_w = 9.98E+9 \text{ mm}^6$	$I_t = 1.36E+5 \text{ mm}^4$
$A_L = 0.71 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$i_w = 21 \text{ mm}$	$i_{pc} = 82.1 \text{ mm}$
G = 26.2 kg·m <sup>-1</sup>		A = 3340 mm <sup>2</sup>	

### IPE160

Dimensions		Valeurs statiques	
h = 160 mm		Axe y	Axe z
b = 82 mm		$I_y = 8.69E+6 \text{ mm}^4$	$I_z = 6.83E+5 \text{ mm}^4$
$t_f = 7.4 \text{ mm}$		$W_{y1} = 1.09E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 1.67E+4 \text{ mm}^3$
$t_w = 5 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 1.24E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 2.61E+4 \text{ mm}^3$
$r_1 = 9 \text{ mm}$		$i_y = 65.80 \text{ mm}$	$i_z = 18.40 \text{ mm}$
$y_s = 41 \text{ mm}$		$S_y = 6.19E+4 \text{ mm}^3$	$S_z = 1.30E+4 \text{ mm}^3$
d = 127.2 mm		<b>Torsion et flambement</b>	
A = 2010 mm <sup>2</sup>		$I_w = 3.96E+9 \text{ mm}^6$	$I_t = 3.58E+4 \text{ mm}^4$
$A_L = 0.62 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		G = 15.8 kg.m <sup>-1</sup>	$i_w = 20.50 \text{ mm}$

### HE280A

Dimensions		Valeurs statiques	
h = 270 mm		Axe y	Axe z
b = 280 mm		$I_y = 1.37E+8 \text{ mm}^4$	$I_z = 4.76E+7 \text{ mm}^4$
$t_f = 13 \text{ mm}$		$W_{y1} = 1.01E+6 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 3.40E+5 \text{ mm}^3$
$t_w = 8 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 1.11E+6 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 5.18E+5 \text{ mm}^3$
$r_1 = 24 \text{ mm}$		$i_y = 118.6 \text{ mm}$	$i_z = 70.00 \text{ mm}$
$y_s = 140 \text{ mm}$		$S_y = 5.56E+5 \text{ mm}^3$	$S_z = 2.59E+5 \text{ mm}^3$
d = 196 mm		<b>Torsion et flambement</b>	
A = 9726 mm <sup>2</sup>		$I_w = 7.85E+11 \text{ mm}^6$	$I_t = 6.21E+5 \text{ mm}^4$
$A_L = 1.6 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		G = 76.4 kg.m <sup>-1</sup>	$i_w = 65.28 \text{ mm}$

### HE320A

Dimensions		Valeurs statiques	
h = 310 mm		Axe y	Axe z
b = 300 mm		$I_y = 2.29E+8 \text{ mm}^4$	$I_z = 6.98E+7 \text{ mm}^4$
$t_f = 15.5 \text{ mm}$		$W_{y1} = 1.48E+6 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 4.66E+5 \text{ mm}^3$
$t_w = 9 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 1.63E+6 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 7.10E+5 \text{ mm}^3$
$r_1 = 27 \text{ mm}$		$i_y = 135.8 \text{ mm}$	$i_z = 74.90 \text{ mm}$
$y_s = 150 \text{ mm}$		$S_y = 8.14E+5 \text{ mm}^3$	$S_z = 3.55E+5 \text{ mm}^3$
d = 225 mm		<b>Torsion et flambement</b>	
A = 12440 mm <sup>2</sup>		$I_w = 1.51E+12 \text{ mm}^6$	$I_t = 1.08E+6 \text{ mm}^4$
$A_L = 1.76 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		G = 97.6 kg.m <sup>-1</sup>	$i_w = 71.09 \text{ mm}$

Activer W  
Accédez aux  
activer Wind

### IPE360

Dimensions		Valeurs statiques		
h = 360 mm		Axe y	Axe z	
b = 170 mm		$I_y = 1.63E+8 \text{ mm}^4$	$I_z = 1.04E+7 \text{ mm}^4$	
$t_f = 12.7 \text{ mm}$		$W_{y1} = 9.04E+5 \text{ mm}^3$	$W_{z1} = 1.23E+5 \text{ mm}^3$	
$t_w = 8 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = 1.02E+6 \text{ mm}^3$	$W_{z,pl} = 1.91E+5 \text{ mm}^3$	
$r_1 = 18 \text{ mm}$		$i_y = 150.0 \text{ mm}$	$i_z = 37.90 \text{ mm}$	
$y_s = 85 \text{ mm}$		$S_y = 5.10E+5 \text{ mm}^3$	$S_z = 9.55E+4 \text{ mm}^3$	
d = 298.6 mm		<b>Torsion et flambement</b>		
A = 7270 mm <sup>2</sup>		$I_w = 3.14E+11 \text{ mm}^6$	$I_t = 3.80E+5 \text{ mm}^4$	
$A_L = 1.35 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$G = 57.1 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$	$i_w = 42.60 \text{ mm}$	$i_{pc} = 154.0 \text{ mm}$

### L 70x70x7

Dimensions		Valeurs statiques axe d'inertie minimale	
	<b>Valeurs statiques axe principal d'inertie</b>		
	Axe y	Axe z	
	$I_y = 4.23E+5 \text{ mm}^4$	$I_z = 4.23E+5 \text{ mm}^4$	
	$W_{y1} = 8411 \text{ mm}^3$	$W_{z3} = 8411 \text{ mm}^3$	
	$W_{y2} = 2.15E+4 \text{ mm}^3$	$W_{z2} = 2.15E+4 \text{ mm}^3$	
	$i_y = 21.2 \text{ mm}$	$i_z = 21.2 \text{ mm}$	
	Axe u	Axe v	
	$I_u = 6.72E+5 \text{ mm}^4$	$I_v = 1.74E+5 \text{ mm}^4$	
	$W_{u1} = 1.36E+4 \text{ mm}^3$	$W_{v2} = 6244 \text{ mm}^3$	
	$i_u = 26.7 \text{ mm}$	$W_{v3} = 7046 \text{ mm}^3$	
$u_m = 22.9 \text{ mm}$	$i_v = 13.6 \text{ mm}$		
<b>Torsion et flambement</b>			
$I_t = 1.56E+4 \text{ mm}^4$	$i_{pc} = 30 \text{ mm}$		
$I_{yz} = 2.49E+5 \text{ mm}^4$	$i_{pa} = 37.8 \text{ mm}$		

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] APK sous la direction de MUZEAU Jean-Pièrre. La construction métallique avec les Eurocodes. *Eyrolles publisher*, 2013. 256 p.
- [2] BARAKA Abdelhak. Cours de charpente métallique I selon le règlement CCM97 et l'Eurocode3. *Office des publications universitaires*, 2012/2013.
- [3] CLAUDIO Bernuzzi & BENEDETTO Cordova. Structural steel design to Eurocode 3 and AISC specification, 2016.
- [4] COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 1993. 91 p.
- [5] NICOLAS Gachet. Comparaison de l'Eurocode3 et l'AISC- LRFD en construction métallique. *Projet de fin d'étude-Spécialité Génie Civil INSA de Strasbourg*, 2009. 59 p.
- [6] Specification for structural steel buildings. *American institute of steel construction*, 2016.
- [7] Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures (STRRES). Réparation et rénovation des structures métalliques I FAME - *Version 2*. 2014. 198 p.
- [8] TEMMAM Amina & MEZIANI Nadia. L'étude comparative d'une structure en charpente métallique, selon les normes CCM97 et CM66. *Mémoire du Master en Génie civil - Université d'Ouargla*, 2015
- [9] YANN STEVE Siewe Tchoussonnou. A brief comparison between the Eurocode3 and American AISC-360 in the design of large span structures. *Bachelor dissertation in engineering of civil engineering- Coventry University*. 2015, 21 p.

