



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE Pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil
Options : Construction Métalliques et Mixtes

*Thème : Etude comparative d'une structure métallique
de type halle selon l'EC3 et l'AISC*

Présenté par :

Mr Draou Hamza

Mr Fekir Mohammed Amine

Encadré par :

Dr. A.Missoum

Devant le jury :

Dr. Benadla.Z

Dr. Kazi Tani

Président de jury

Examineur

Année Universitaire : 2020-2021

Dédicace

Ce travail est dédié à mes parents qui m'ont toujours soutenu et guidé vers le bon chemin, leurs encouragements et patience vers moi m'ont poussé à faire mieux,

A mon frère et sœurs qui m'ont toujours porté de la joie et qui étaient et sont fiers de moi,

A mes chères grands-mères qui nous ont quitté et auraient aimé me voir réussir dans la vie,

A mes amis (e) et toute personne proche car ils ont toujours cru en moi,

A mes professeurs pour leur partage du savoir et leur bon encadrement.

Merci

DRAOU HAMZA

Dédicace

Ce travail est dédié à ma grande mère qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études,

Aux êtres les plus chers à mes yeux ma mère et mon père qui ont toujours été derrière moi depuis le début de mes études, c'est grâce à leurs encouragements et à leurs prières leur soutien et amour que je suis là aujourd'hui,

A mes chers enseignements,

FEKIR MOHAMMED AMINE

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à ALLAH le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la force pour la réalisation de cet humble travail.

Au début, on souhaite adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'aboutissement de ce mémoire.

On tient à remercier tout particulièrement Monsieur Abdelghani MISSOUM qui nous a encadré tout au long de la réalisation de ce projet, nous le remercions pour sa patience, sa disponibilité et surtout ces judicieux conseils et le temps qu'il nous a consacré pour répondre à nos innombrables questions.

Nous tenons aussi à remercier vivement Mr. MERAD BOUDIA SOFIANE et Mr. MOUATAZ AL SAMAWI pour leur disponibilité.

Nous tenons également à remercier les membres de jury Mme.la présidente Dr.BENADLA et monsieur l'examineur Dr.KAZI TANI d'avoir accepté de juger ce modeste travail et d'avoir pris sur eux la charge d'examiner et de corriger le fruit de nos efforts, nous vous en sommes reconnaissants et en espérant être à la hauteur de votre confiance.

Enfin, nos vifs remerciements s'adressent à monsieur NADIR BOUMECHRA le responsable de notre promotion et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Résumé

En Europe le dimensionnement d'un hall métallique se fait à l'aide des spécifications dans l'EN 1993 (Eurocode3) Calcul des structures en acier qui est faisant parti des Eurocode3. AISC (American Institute of Steel Construction) est son équivalent dans USA. Notre étude a eu pour intérêt de comparer ces deux spéciations examiné leurs similitudes et différences et a but de les jumeler dans un seul document.

Alors, a quoi ressembler ou diverger ces règlements, et quels sont les différentes résultats sous les même sollicitations ?

Dans un premier temps on a déterminé les charges et surcharges climatiques selon le RNV2013, et par la suite la descente de charge et la modélisation de la structure par Robot.

En second lieu on a fait le dimensionnement des éléments structuraux selon le règlement EC3, puis l'étude sismique selon RPA99.

Et pour finir, après d'avoir dimensionner les éléments structuraux selon le règlement AISC

On a fait la comparaison entre les deux règlement (l'EC3 et l'AISC).

Mots-clés : AISC, Eurocode3, Etude comparative, Construction métallique, Résistance.

Abstract

In Europe, the sizing of a metal hall is done using the specifications in EN 1993 (Eurocode3) Calculation of steel structures, which is part of the Euro code. AISC (American Institute of Steel Construction) is its equivalent in the United States. Our study had the interest of comparing these two different specifications examined their similarities and one but to combine them in a single document. So, what do these regulations look like or differ from, and what are the different results under the same stresses?

Initially, climatic loads and overloads were determined according to RNV2013, and subsequently the load descent and the modeling of the structure by Robot.

Secondly, the sizing of the structural elements was carried out according to the EC3 regulation, then the seismic study according to RPA99. And finally, after having dimensioned the structural elements according to the AISC regulations a comparison was made between the two regulations (EC3 and AISC).

Keywords : AISC, Eurocode3, Etude comparative, Construction métallique, Résistance.

ملخص

في أوروبا، يتم تحديد حجم القاعة المعدنية باستخدام المواصفات الواردة في (Eurocode 3) EN 1993 في تصميم الهياكل الفولاذية التي تعد جزءًا من Eurocode. AISC (المعهد الأمريكي للإنشاءات الفولاذية) هو ما يعادله في الولايات المتحدة الأمريكية. كان لدراستنا مصلحة في مقارنة هذين النوعين بفحص أوجه التشابه والاختلاف بينهما وتهدف إلى الجمع بينهما في وثيقة واحدة.

إذن، كيف تبدو هذه اللوائح أو تختلف، وما هي النتائج المختلفة في ظل نفس المطالب؟

في البداية، تم تحديد الأحمال المناخية والأحمال الزائدة وفقًا لـ RNV 2013، وبالتالي نزول الحمل ونمذجة الهيكل بواسطة .ROBOT

ثانيًا، تم إجراء تحجيم العناصر الهيكلية وفقًا للائحة EC 3، ثم الدراسة الزلزالية وفقًا لـ RPA 99.

وأخيرًا، بعد تحديد أبعاد العناصر الهيكلية وفقًا للوائح AISC

تم إجراء مقارنة بين اللائحتين (AISC و EC 3)

الكلمات المفتاحية: مقاومة، منشأة معدنية، تحليل مقارن AISC, Eurocode3

NOTATIONS ET SYMBOLES EC3

• Charges et surcharges climatiques

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation ponctuelle.

S : Charge de neige.

W : Charge du vent.

• Contraintes, sollicitations 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.

$M_{pzl,Rd}$: 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.

$N_{pl,Rd}$: 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.

• 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_v : Aire de cisaillement.

A_t : Section transversale des trous de boulon.

I_y : Moment d'inertie suivant l'axe Y-Y.

I_z : Moment d'inertie suivant l'axe Z-Z.

i_y : Rayon de giration suivant l'axe Y-Y.

i_z : Rayon de giration suivant l'axe Z-Z.

b : Largeur du profilé.

d : Diamètre du boulon.

d_0 : Diamètre du trou du boulon.

h : Hauteur du profilé.

t_f : Epaisseur de semelle.

t_w : Epaisseur d'âme.

r : Rayon de giration.

•Coefficients et grandeurs sans dimensions

β_A : Facteur de correction.

β_w : Facteur de corrélation.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent du flambement.

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent de déversement.

γ_M : Coefficient partiel de sécurité du matériau.

χ : Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.

χ_{LT} : Facteur de réduction vis-à-vis de déversement.

λ : Elancement.

λ_1 : Elancement eulérien.

$\tilde{\lambda}$: Elancement réduit vis-à-vis du flambement.

$\tilde{\lambda}_{LT}$: Elancement réduit vis-à-vis de déversement.

α : Facteurs d'imperfection pour le flambement.

α : Facteurs d'imperfection pour le déversement.

ϕ : Valeur pour déterminer le coefficient .

Ψ : Coefficient de combinaison.

NOTATIONS ET SYMBOLES DU RÈGLEMENT AISC

• Charges et surcharges climatiques

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation ponctuelle.

S : Charge de neige normale.

W : Charge du vent normale.

• Contraintes, sollicitations 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_r : Effort normal de compression calculé.

P_n : Résistance nominale.

S_y : Module de section élastique autour de l'axe Y-Y.

V_n : Résistance nominale à l'effort tranchant.

Z_z : Module de la section plastique selon l'axe Z-Z.

Z_y : Module de la section plastique selon l'axe Y-Y.

• **Coefficients et grandeurs**

Φ_t : Facteur de résistance à la traction.

Φ_c : Facteur de résistance à la compression.

Φ_v : Facteur de résistance à l'effort tranchant.

Φ_b : Facteur de résistance à la flexion.

λ : Rapport largeur épaisseur de l'élément.

λ_r : Rapport largeur épaisseur limite.

λ_p : Limite des sections compactes.

U : Facteur de décalage de cisaillement.

K : Facteur de longueur effective.

C_1 : Facteur d'ajustement des imperfections de largeur 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**

A_g : Section brute du profilé

A_e : Section nette effective du profilé.

A_n : Section nette.

A_w : Section de l'âme.

b : Largeur du profilé.

d : Diamètre du boulon.

d_0 : Diamètre du trou du boulon.

h : Distance entre les semelles sans rayon de congé.

t_f : Epaisseur de semelle.

t_w : Epaisseur d'âme.

h_0 : Distance entre les centres de gravités des semelles.

r : Rayon de giration.

L : Longueur de la barre.

L_b: Longueur entre points non déplaçables.

L_c : Longueur effective de la membrure.

L_p : Longueur non entretenue.

A_y : Aire efficace en cisaillement dans la direction y-y.

A_z : Aire efficace en cisaillement dans la direction z-z.

r_y : Rayon de giration par rapport à l'axe y.

r_z : Rayon de giration par rapport à l'axe z.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier.

Table de matière

I.	INTRODUCTION GENERALE.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre I	Erreur ! Signet non défini.
I.1-	Présentation du projet	Erreur ! Signet non défini.
I.2-	Données géométriques de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.3-	Localisation et données concernant le site	Erreur ! Signet non défini.
I.4-	Charges permanentes et d'exploitation.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre II	Erreur ! Signet non défini.
II.1	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.2	Action du vent	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1	Calcul des coefficients.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1.1	Coefficient de topographie.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1.2	Calcul de Coefficient dynamique	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1.3	Détermination du coefficient de rugosité C_r	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2	Calcul de la pression dynamique	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2.1	.Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2.2	.Intensité de turbulence	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3	Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe}	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.1	.Vent sur V_1 V_4 (longpan).....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.2	.Vent sur V_2 V_3 (pignon).....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4	Calcul du coefficient de pression intérieur C_{pi}	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.1	.Calcul des surfaces des ouvertures	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.2	.L'indice de perméabilité	Erreur ! Signet non défini.
II.2.5	Vérification des forces de frottement.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3	Charge de la neige	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1	.La charge de la neige sur le sol S_k	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2	.Coefficient de forme de toiture	Erreur ! Signet non défini.
II.3.3	.La charge de la neige S	Erreur ! Signet non défini.
II.3.4	.Calcul sur les obstacles F_s	Erreur ! Signet non défini.
II.3.5	.La neige en débord de toiture	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre III	Erreur ! Signet non défini.
III.1	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.2	Dimensionnement des éléments secondaires	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.	Les pannes.....	Erreur ! Signet non défini.

III.2.1.1	Espacement entre pannes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.2	Combinaison des charges et actions	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.3	Dimensionnement de pannes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.4	Détermination des combinaisons de charge	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.5	Classe du profilé	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.6	Vérification des contraintes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.7	Vérification de la flèche à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.8	Vérification à l'ELU	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.8.1	Résistance au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.8.2	Vérification au déversement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2	Calcul de l'échantignole	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.1	Effort de soulèvement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.2	Calcul du moment de renversement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.3	Dimensionnement de l'échantignole	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3	Calcul des lisses de bardage	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.1	Dimensionnement des lisses	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.1.1	Evaluation des charges et surcharges	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.1.2	Vérification de l'UPN140 à la sécurité	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.1.3	Vérification à l'ELU	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.1.4	Vérification à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4	Calcul des liernes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4.1	Calcul de l'effort de traction	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4.2	Dimensionnement des liernes	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5	Calcul des potelets	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5.1	Détermination des sollicitations	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5.2	Dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5.3	Vérification de la section à la résistance	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5.4	Vérification de l'élément aux instabilités	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5.5	Vérification au flambement et au déversement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.6	Vérification des contreventements	Erreur ! Signet non défini.
III.2.6.1	Vérification de la section diagonale du palais de stabilité à la résistance	Erreur ! Signet non défini.
III.3	Dimensionnement des éléments principaux	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1	Calcul Poteau	Erreur ! Signet non défini.

III.3.1.1	Classe de Profilé HEA200.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1.2	Vérification au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1.3	Vérification à la compression.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1.4	Vérification à la flexion.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1.5	Vérification du poteau aux instabilités.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1.5.1	Vérification au flambement :	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1.5.2	Vérification au Déversement :	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2	Vérification des traverses.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.1	Vérification de la section à la résistance	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.1.1	Vérification au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.1.2	Classe de la section transversale.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.1.3	Vérification à la compression.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.1.4	Vérification à la flexion :	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.2	Vérification de la traverse aux instabilités	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.2.1	Vérification au flambement.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.2.2	Vérification au Déversement	Erreur ! Signet non défini.
III.4	Vérification des assemblages	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1	Assemblage poteau-traverse.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.1	Vérification de la soudure de la platine.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.1.1	Cordon de soudure.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.1.2	Vérification de la soudure de la semelle à la traction ..	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.1.3	Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.2	Disposition constructive	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.3	Vérification des boulons ordinaires à la sécurité.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.3.1	Vérification à la traction	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.3.2	Vérification à la pression diamétrale	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.3.3	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.3.4	Vérification à la résistance de l'âme du Poteau dans la zone tendue.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.3.5	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.4	Ancrage pieds de poteaux (encastré).....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.5	Dimensionnement de la plaque d'assise	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.5.1	Cordon de soudure.....	Erreur ! Signet non défini.

III.4.1.5.2	Vérification de la soudure de la semelle à la traction ..	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.5.3	Résistance du matériau de scellement.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.5.4	Vérification à la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.5.5	Disposition constructive	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.6	Résistance de tiges d'ancrage au cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.7	Vérification de la tige d'ancrage à la résistance	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1.8	Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence	Erreur ! Signet non défini.
III.5	Calcul d'alpha critique	Erreur ! Signet non défini.
III.5.1	La charge horizontale.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.2	Alpha critique	Erreur ! Signet non défini.
III.5.3	Conclusion	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre IV	Erreur ! Signet non défini.
III.6	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.7	Principe de la méthode modale spectrale	Erreur ! Signet non défini.
III.8	Critère de classification selon RPA99V2003.....	Erreur ! Signet non défini.
III.9	L'analyse modale spectrale.....	Erreur ! Signet non défini.
III.10	Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre V	Erreur ! Signet non défini.
V.1	Calcul au feu d'une poutre non protégée.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.1	Sollicitation à température normale.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.2	L'ELS (la flèche)	Erreur ! Signet non défini.
V.1.3	Calcul en situation d'incendie	Erreur ! Signet non défini.
V.1.4	Evaluation de la température de la poutre	Erreur ! Signet non défini.
V.1.5	Vérification dans le domaine de résistance	Erreur ! Signet non défini.
V.2	Calcul au feu pour Poteau.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1	Sollicitation à température normale :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2	Calcul en situation d'incendie	Erreur ! Signet non défini.
V.3	Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre VI	Erreur ! Signet non défini.
VI.1	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VI.2	Vérification des traverses	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1	Vérification au cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2	Vérification des traverses à la flexion et la compression	Erreur ! Signet non défini.

VI.2.2.1	Flambement par flexion	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2.2	Flambement par torsion.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2.3	Limite élastique.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2.4	Flambement latéral par torsion (Déversement).....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3	Vérification des poteaux HEA200	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.1	Vérification au cisaillement.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2	Vérification des poteaux à la flexion et la compression	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2.1	Calcul de la résistance axial P_c	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2.2	Flambement par flexion	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2.3	Flambement par torsion.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2.4	Limite élastique.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2.5	Flambement latéral par torsion (Déversement)	Erreur ! Signet non défini.
VI.4	Vérification des pannes	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1	Vérification de la panne à la flexion.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.1	Limite élastique.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.2	Flambement latéral par torsion (déversement).....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.3	Vérification de la panne au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
VI.5	Vérification des contreventements	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.1	Vérification a la traction de la diagonale du palais de stabilité.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre VII	Erreur ! Signet non défini.
VII.1	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VII.2	Les symboles utilisés.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.1	Caractéristiques géométriques.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.2	Contraintes sollicitations et déformations.....	Erreur ! Signet non défini.
VII.3	Comparaison de la classification des sections selon les deux règlements .	Erreur ! Signet non défini.
VII.4	Comparaison entre les résultats obtenus par le calcul selon les deux règlements	Erreur ! Signet non défini.
VII.5	Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion générale	Erreur ! Signet non défini.

Les Annexes

Annexe A : Chapitre II

Annexe B : Chapitre III

Annexe C : Chapitre IV

Annexe D : Chapitre V

Annexe E : Chapitre VI

Les Figures

Chapitre II : Calcul des charges et surcharges climatiques

Figure II.1 : Vue de la structure.

Figure II.2 : Répartition du coefficient de pression extérieure C_{pe} .

Figure II.3 : Répartition du coefficient de pression extérieure C_{pe} .

Figure II.4 : Répartition du coefficient de pression extérieure C_{pe} .

Figure II.5 : Répartition du coefficient de pression extérieure C_{pe} .

Chapitre III : Dimensionnement selon l'EC3

Figure III.1.1 : Diagramme du moment.

Figure III.1.2 : Les sollicitations sur les pannes.

Figure III.1.3 : Vue de l'échantignole.

Figure III.1.4 : Coupe longitudinal sur les lisses de bardage.

Figure III.1.5 : Les efforts dans les liernes.

Figure III.1.6 : Allure de courbe de flambement.

Figure III.3.1 : Vue de l'assemblage.

Figure III.3.2 : Schéma de l'assemblage.

Figure III.3.4 : Vue d'assemblage pieds de poteau encastré.

Figure III.3.5 : schéma d'assemblage pieds de poteau encastré.

Chapitre IV : l'étude sismique

Figure IV.1 : vue en 3D de la structure.

Les Tableaux

Chapitre II : Calcul des charges et surcharges climatiques

Tableau II.1 : valeur de q_p , $q_{réf}$, C_e

Tableau II.2 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

Tableau II.3 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

Tableau II.4 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

Chapitre III : Dimensionnement d'une halle métallique selon l'EC3

Tableau II.1 : valeur de q_p , $q_{réf}$, C_e

Tableau II.2 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

Tableau II.3 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

Tableau II.4 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

Chapitre IV : L'étude sismique

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

Tableau IV.2 : La période sans addition des contreventements.

Tableau IV.3 : La période après l'addition des contreventements.

Tableau IV.4 : Déplacement Suivant x.

Tableau IV.5 : Déplacement Suivant y.

Chapitre V : Calcul au feu

Tableau V.1 : Calcul de température de l'acier.

Chapitre VI : Dimensionnement d'une halle métallique selon l'AISC

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

Tableau IV.2 : La période sans addition des contreventements.

Tableau IV.3 : La période après l'addition des contreventements.

Tableau IV.4 : Déplacement Suivant x.

Tableau IV.5 : Déplacement Suivant y.

Tableau VI.1.1 : Rapports largeur épaisseur pour un élément soumis à la compression [6]

Tableau VI.1.2 : Rapport largeur épaisseur pour les semelles d'un élément soumis à la flexion [6].

Tableau VI.1.3 : Rapport largeur épaisseur pour l'âme d'un élément soumis à la flexion [6].

Tableau VI.4.1: Facteur de décalage de cisaillement pour les membres en traction.

Chapitre VII : La comparaison entre l'EC3 et l'AISC

Tableau VII.1 : Axes de références selon EC3 et AISC.

Tableau VII.2 : Caractéristiques géométriques selon EC3 et AISC

Tableau VII.3 : Contrainte et déformations selon EC3 et AISC

Tableau VII.4 : Classification d'une section transversale selon AISC

Tableau VII.5 : Classification d'une section transversale selon EC3

Tableau VII.6 : La comparaison des résultats obtenus

INTRODUCTION GENERALE

De notre temps, la construction des structures en acier est de plus en plus demandée dans plusieurs domaines que ce soit des usines, des hangars des passerelles. L'écriture de réglementations apparue nécessaire dans le but de la normalisation et diminution de taux de risque ainsi le bien être des habitants.

Le code et le règlement est une ordonnance légal mise en pratique par des organismes publics tels que les conseils municipaux pour le but de sécuriser le bâtiment tout en économisant les dépenses matérielles ou matériaux.

En Europe, le règlement développé par le Comité européen de normalisation est L'Eurocode3, il est basé sur la résistance devisée par le facteur partiel et puis les comparer aux sollicitations.

Aux États-Unis, l'AISC a développé une spécification pour les bâtiments en acier de construction communément abrégée AISC 360.L 'AISC donne des dispositions pour déterminer les forces nominales, il contient deux méthode de conception, la méthode de calcul du facteur de résistance(LRFD) et la conception de contrainte admissible méthode et charge(ASD) le dernier étant en service pour une longue période avant que (LRFD) soit initié en beaucoup de modifications et amélioration.

Notre travail consiste à comparer la stabilité et la résistance des éléments de la structure selon les deux règlements. Pour cela nous avons attaqué le calcul de la neige et vent selon RNV99 version 2013 pour les deux règlements ensuite on a entamé les vérifications de la résistance et la stabilité des profiler du hangar métallique selon EC3 ensuite AISC. Le hangar est modélisé par le logiciel robot version 2018. On termine ce travail par une conclusion générale des résultats trouvé.

Chapitre I

Présentation du projet

I.1-Présentation du projet

Ce projet de fin d'étude consiste à faire une comparaison dans le dimensionnement d'une halle métallique amené à stockées des matières combustibles, il est situé à côté de la route Nationale n° 4 « voie Rapide » reliant el Karma à ORAN.

Dans la toiture de cette halle il existe 8 exutoires de désenfumage de 2m×2m.

Sur la façade sud il est également précisé qu'une issue de secours, positionné symétriquement à la porte d'entrée de la façade Nord.

Dans La façade Est, il y a quatre portes industrielles de dimension 4.5m×4.5m et la façade Nord comprend une porte double de dimensions 2m×2.5m.

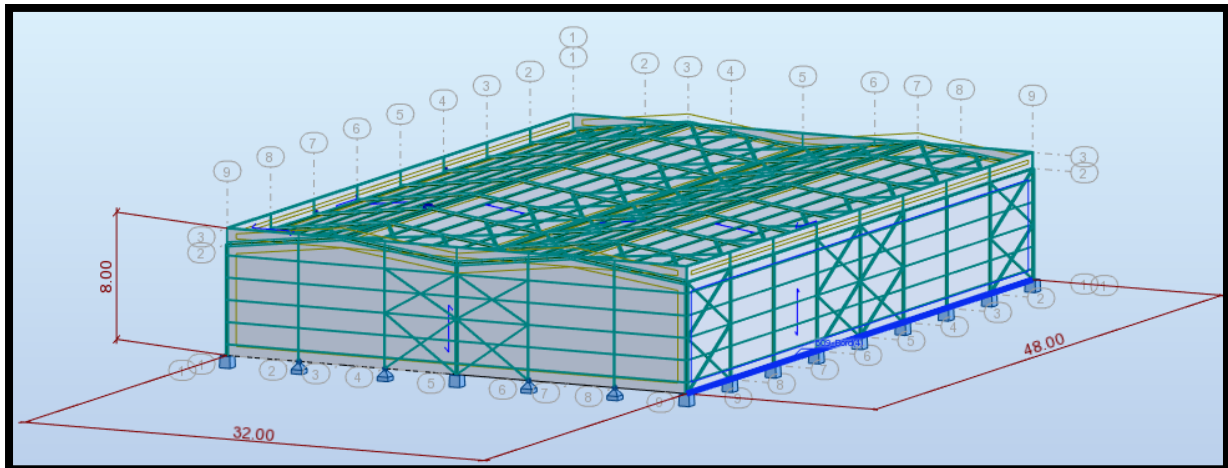
I.2-DONNEES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

-Surface occupée : 1536 m²

-Hauteur total : $H_t = 8$ m

-Largeur de la structure: 32 m

-Longueur de la structure : 48 m



I.3-LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE

-Altitude : 95 m

-Zone de neige par commune : zone B

-Zone du vent : zone II

-Zone sismique : zone 2



I.4-Charges permanentes et d'exploitation

Charges permanentes :

-Couverture multicouche : 25 kg/m^2

-Bardage : 15 kg/m^2

-Charge sous toiture de 25 kg/m^2 appliquée sur les traverses de portiques.

Chapitre II

Les charges et surcharges climatiques

II.1-Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNV99/2013.

II.2-Action du vent

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

-Au long pan V1

-Au pignon V2

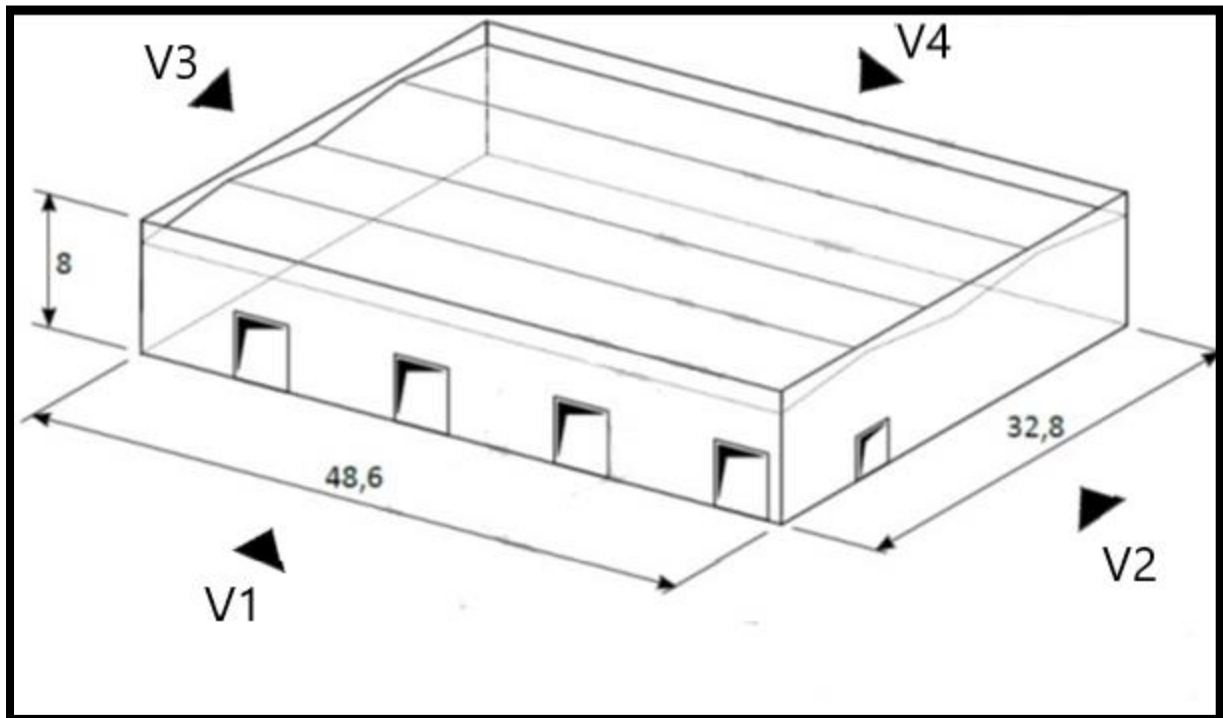


Figure II.1 : Vue de la structure.

II.3- Coefficients de calcul

II.3.1-Effet de région

Notre structure est située dans la zone II. (Tableau 2-2 / RNVA2013 chapitre II)

$$q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2.$$

II.3.2-Effet de site

Catégorie de terrain est III. (Tableau 2-4 / RNVA2013, chapitre II) :

$$K_t=0,215$$

$$Z_0=0,3m$$

$$Z_{min}=5m$$

$$\varepsilon =0,61$$

II.3.3-Coefficient de topographie

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t=1$ (Chapitre II –P 54-RNVA2013).

$$\Phi = 0.0375 < 0.05 \text{ donc } C_t = 1$$

II.3.4-Calcul de Coefficient dynamique

$C_d=1$ ($h < 15m$). (Chapitre III p 62 / RNVA2013).

II.4-Calcul de la pression

II.4.1-Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e) \text{ (Chapitre II 2.3 p50 / RNVA2013).}$$

II.4.2-Détermination du coefficient de rugosité C_r

$$C_r(z) = K_t \times \ln(z/z_0) \quad \text{si} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r(z) = K_t \times \ln(z_{min}/z_0) \quad \text{si} \quad Z < Z_{min}$$

(Chapitre II 2.4.5 RNVA2013 p53).

Toiture :

$$Z = 8 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Z_{min} = 5m \leq Z = 8m \leq 200m.$$

$$C_r(z=8) = K_T \times \ln(z/z_0) = 0.215 \times \ln(8/0.3) = 0.706$$

Paroi verticale :

$$Z=8m \quad \rightarrow \quad Z < Z_{min}$$

$$C_r(z=8m) = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0) = 0.215 \times \ln(7/0.3) = 0.677$$

II.4.3-Intensité de turbulence

$$I_v(z) = 1/C_t(z) \times \ln(z/z_0) \quad \text{pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(z) = 1/C_t(z) \times \ln(z_{min}/z_0) \quad \text{pour } Z \leq Z_{min}$$

(P 57 RNV 2013)

Parois vertical :

$$Z=7\text{m} > Z_{\min}=5\text{m} \quad I_v(z=8) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \Rightarrow I_v(z=8) = 0.317$$

Toiture :

$$Z=8\text{m} > Z_{\min} = 5\text{m} \quad I_v(z=9.5) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \Rightarrow I_v(z=8) = 0.305$$

On peut déterminer la pression d'exposition $C_e(z)$:

Parois vertical :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] = 1^2 \times (0.604)^2 \times [1 + 7(0.317)]$$

$$C_e(z) = 1.475$$

Toiture :

$$C_e(z) = 1^2 \times (0.706)^2 \times [1 + 7(0.305)] = 1.563$$

$$\text{On a : } q(z_e) = q_{\text{réf}} \times c_e(z_e)$$

Parois verticale :

$$q(z_e) = 435 \times 1.475 = 641 \text{ N/m}^2$$

Toiture :

$$q(z_e) = 435 \times 1.563 = 679.9 \text{ N/m}^2$$

	$C_e(z)$	$q_{\text{réf}} [\text{N/m}^2]$	$q_p [\text{N/m}^2]$
Paroi verticale	1.475	435	641
Toiture	1.563	435	679.9

Tableau II.1 : valeur de q_p , $q_{\text{réf}}$, C_e

II.5- Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe}

$$S = 32 \times 48 = 1536 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Donc : $C_{pe} = C_{p10}$ (chapitre 5. 5.1/ RNV 2013)

-La pente est inférieure ou égale à 5° → toiture plate

-On ne tient pas compte l'acrotère, on prend $h=8$ pour une mesure

$e = \min(b ; 2h) \rightarrow e = 2h$ (5.1.3 p81 /RNV 2013)

$$d = 32 > e = 2h = 16\text{m}$$

$$d = 48 > e = 2h = 16\text{m}$$

II.5.1-Vent sur V1 V4 (long pan)

-Paroi verticale :

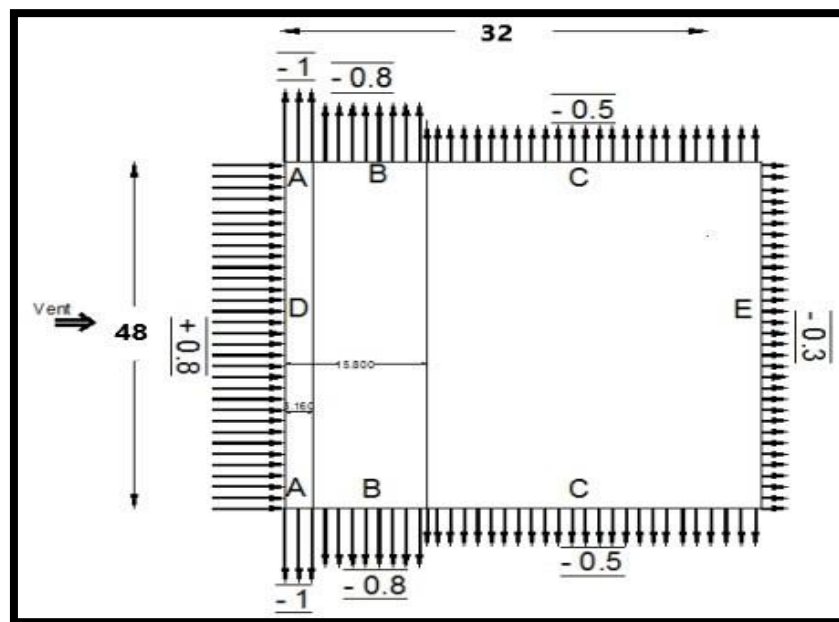


Figure II.2 : Répartition du coefficient de pression extérieure C_{pe} .

-Toiture :

On a la pente $\leq 5^\circ$ → toiture plate + effet de turbulence créée au niveau du faitage (tableau 5.2 /RNV2013) pour les valeurs.

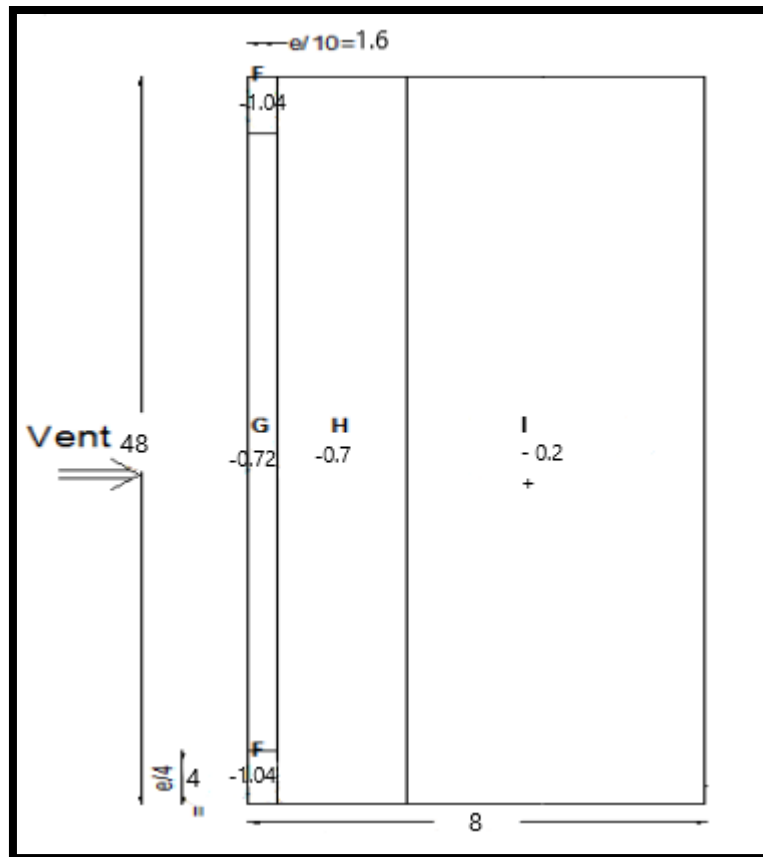


Figure II.3 : Répartition du coefficient de pression extérieure Cpe.

$\frac{hp}{h} = \frac{1}{7} = 0.14 \rightarrow$ Interpolation nécessaire (tableau 5.2/RNV2013) pour obtenir les valeurs F et G.

Pour F :

$$\text{Tana} = \frac{0.1-0.05}{-1.2-(-1.4)} = \frac{0.14-0.1}{x-(-1.2)} \rightarrow x = -1.04$$

Pour G :

$$\text{Tana} = \frac{0.1-0.05}{-0.8-(-0.9)} = \frac{0.14-0.1}{x-(-0.8)} \rightarrow x = -0.72$$

II.5.2-Vent sur V2 V3 (pignon)

-Paroi verticale :

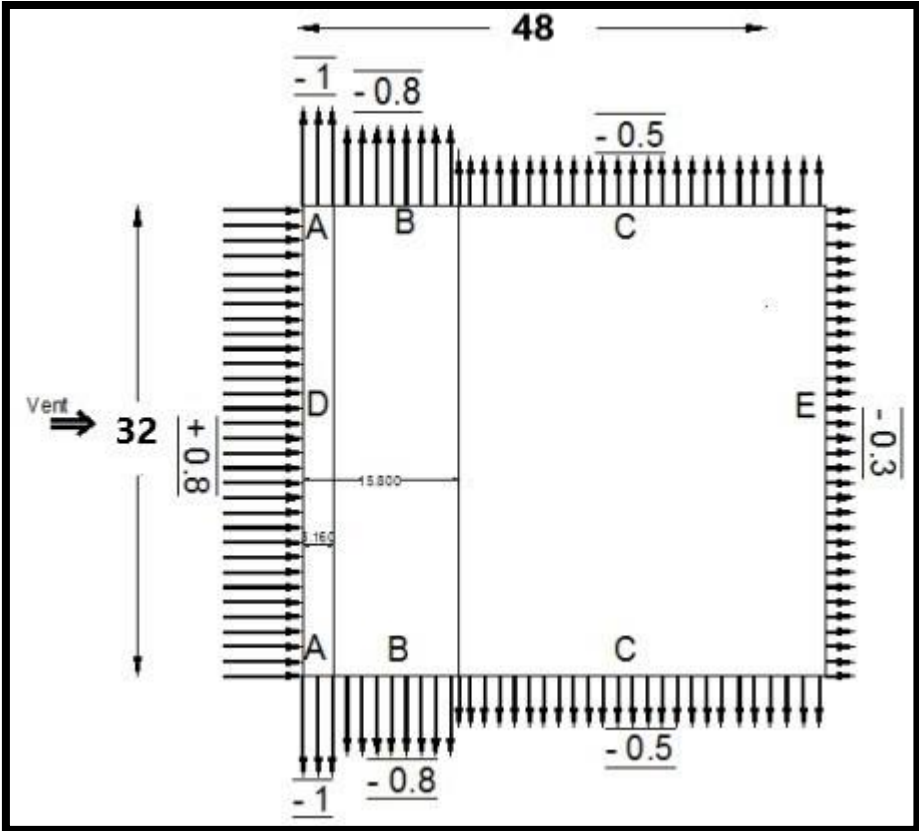


Figure II.4 : Répartition du coefficient de pression extérieure Cpe.

-Toiture :

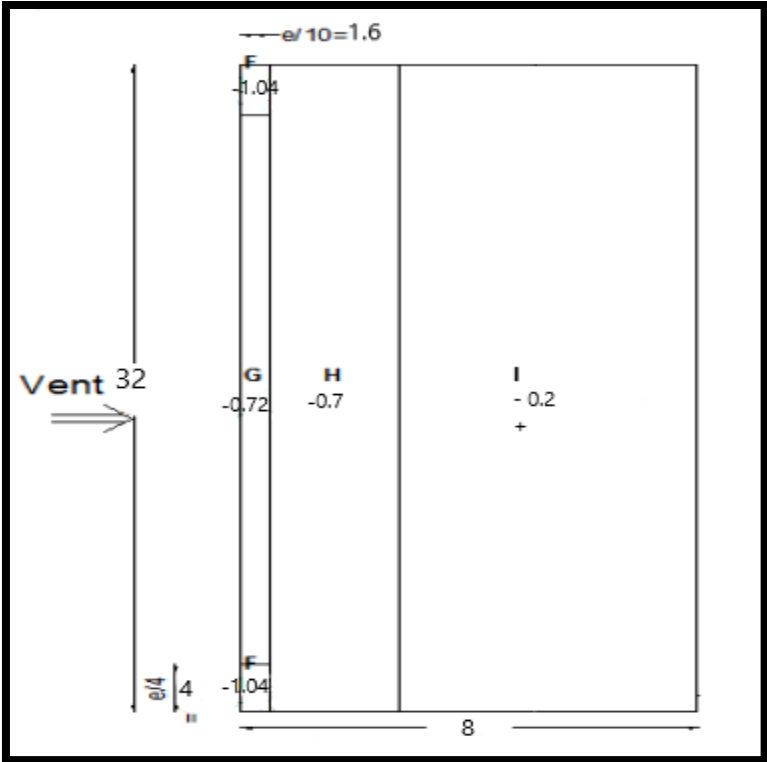


Figure II.5 : Répartition du coefficient de pression extérieure Cpe.

Remarque : le coefficient de la pression extérieure de l'acrotère est 2 (5.4.1/RNV2013).

II.6- Détermination du coefficient de pression intérieur C_{pi}

II.6-1-calcul des surfaces des ouvertures

-Coté Est :

$$S = 4 \times (4.50 \times 4.50) = 81 \text{ m}^2$$

-Coté Nord :

$$S = (1.5 \times 2) \times 4 + (2 \times 2.5) = 17 \text{ m}^2$$

-La toiture :

$$(2 \times 2) \times 8 = 32 \text{ m}^2$$

-porte :

$$S = 2.5 \times 2 = 5 \text{ m}^2$$

Condition de 5.2.1/RNV2013 vérifiée

$$\frac{81}{48 \times 8} = 0.21 = 21\% < 31\% \quad \text{C.N.V (5.2.1.3/RNV2013)}$$

II.6.2-l'indice de perméabilité

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\Sigma \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\Sigma \text{des surfaces de toutes les ouvertures} = 81 + 17 + 32 + 5 = 135 \text{ m}^2$$

-Par rapport à V1 :

$$\mu_p = (135 - 81) / 135 = 0.4$$

-Par rapport à V2 :

$$\mu_p = (135 - 5) / 135 = 0.96$$

-Par rapport à V3 :

$$\mu_p = (135 - 17) / 135 = 0.87$$

-Par rapport à V4 :

$$\mu_p = (135 - 0) / 135 = 1$$

En utilisant la figure 5.14/RNV2013 on détermine les valeurs du C_{pi}.

Etude comparative d'une halle métallique selon l'EC3 et l'AISC

$$h/d = 8 / 48 = 0.16 \leq 0.25$$

Pour V1 : $C_{pi} = 0.249$

Pour V2 : $C_{pi} = -0.3$

Pour V3 : $C_{pi} = -0.265$

Pour V4 : $C_{pi} = -0.3$

-Paroi verticale (V1 V4) :

$$W(z) = (C_{pe} - C_{pi}) \times q_p$$

Zone	$q_p \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W \text{ N/m}^2$	C_{pi}	$W \text{ N/m}^2$
A	641	-1	0.249	-800.6	-0.3	-448.7
B		-0.8		-672.4		-320.5
C		-0.5		-480.1		-128.2
D		0.8		353.2		705.1
E		-0.3		-352		0
Acrotère		2		1282		1282

Tableau II.2 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

-Toiture (V1 V4) :

Zone	$q_p \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W \text{ N/m}^2$	C_{pi}	$W \text{ N/m}^2$
F	679.9	-1.04	0.249	-876.4	-0.3	-503.12
G		-0.72		-658.82		-285.56
H		-0.7		-645.22		-271.96
I		-0.2		-33.31		339.95
		+0.2		+305.27		67.99

Tableau II.3 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

-Paroi verticale (V2 V3) :

Zone	$q_p \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W \text{ N/m}^2$	C_{pi}	$W \text{ N/m}^2$
A	641	-1	-0.3	-448.7	-0.265	-471.1
B		-0.8		-320.5		-342.9
C		-0.5		-128.2		-150.61
D		0.8		705.1		682.7
E		-0.3		0		-22.43
Acrotère		2		1282		1282

Tableau II.4 : Les valeurs de C_{pe} , C_{pi} , q_p et W (vent).

-Toiture (V2 V3) :

Zone	q_p N/m ²	C _{pe}	C _{pi}	W N/m ²	C _{pi}	W N/m ²
F	679.9	-1.04	-0.3	-503.12	-0.265	-526.92
G		-0.72		-285.56		-309.35
H		-0.7		-271.96		-771.68
I		-0.2		339.95		316.15
		+0.2		67.99		44.19

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe}, C_{pi}, q_p et W (vent).

II.6.3-Vérification des forces de frottement

-Pour V1 et V4 :

$$S_{1,4} = 48 \times 8 = 384 \text{ m}^2$$

$$S_{2,3} = 32 \times 8 = 256 \text{ m}^2$$

$$S_2 + S_3 < 4 \times (S_1 + S_4) \rightarrow 512 \text{ m}^2 < 3072 \text{ m}^2 \quad \text{C.V}$$

-Pour V2 et V3 :

$$S_1 + S_4 < 4 \times (S_2 + S_3) \rightarrow 768 \text{ m}^2 < 2048 \text{ m}^2 \quad \text{C.V}$$

Puisque les conditions sont vérifiées les forces de frottement du vent sont négligées (2.6.3/RNV2013).

II.3-Charge de la neige

$$S = \mu \times S_k$$

II.3.1-La charge de la neige sur le sol S_k

L'Hall se trouve dans la Wilaya d'Oran.

Oran → Zone B (annexe 1/RNV2013)

Altitude : H = 95 m

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 100}{100} = \frac{0.04 \times 95 + 100}{100} = 0.138 \text{ KN/m}^2$$

II.3.2-Coefficient de forme de toiture

La structure est de toiture à versant multiples dont :

$$\alpha = \text{Arctg}(3.75/100) = 2.15^\circ$$

$$0^\circ \leq 2.15^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu_1 = 0.8$$

et $\mu_2 = 0.8 + 0.8(\alpha/30) = 0.86$ (Annexe A.1/RNV2013)

II.3.3-La charge de la neige S

$$S_1 = \mu_1 \times K \rightarrow S_1 = 0.1104 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \times K \rightarrow S_2 = 0.118 \text{ KN/m}^2$$

II.3.4-Calcul sur les obstacles F_s

$$F_{s1} = S_1 \times b \cdot \sin \alpha = 0.033 \text{ KN/ml}$$

$$F_{s2} = S_2 \times b \cdot \sin \alpha = 0.035 \text{ KN/ml}$$

II.3.5-La neige en débord de toiture

$$K = 2.5$$

$$\gamma = 3 \text{ KN/m}^3$$

$$S_{e1} = (K \times S_1^2) / \gamma = (2.5 \times 0.1104^2) / 3 = 0.0101 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{e2} = (K \times S_2^2) / \gamma = (2.5 \times 0.118^2) / 3 = 0.0116 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre III

Dimensionnement d'une halle métallique selon l'EC3

Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer et vérifier la résistance et la stabilité d'un hangar métallique en se servant du règlement de calcul EC3.

Nous allons par la suite définir les différentes charges et surcharges agissantes sur notre structure et qui ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, puis effectuer la vérification de résistance et de stabilités des éléments composant le hangar selon le règlement EC3. L'étude des pannes, poteaux traverses et contreventements fait également partie du travail de ce chapitre.

La modélisation est réalisée à l'aide d'outil de calculs Robot.

III.1-Dimensionnement des éléments secondaires

III.1.1-Les pannes

Les pannes sont des poutrelles laminées généralement en I ou U qui travaillent à la flexion bi-axiale due aux charges climatiques et surcharge d'entretien.

-chaque panne repose sur 3 appuis de distance $L = 12\text{m}$

-Portée entre axe des pannes $d = 1.5\text{m}$

-La pente de versant $\alpha = 2.15^\circ$

-Poids propre (panneau sandwich) couverture : $25 \text{ kg/m}^2 = 25 \text{ daN/m}^2$

-charge d'entretien : $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

-Action du vent : $-876.4 \text{ N/m}^2 = -87.6 \text{ daN/m}^2$

-Action de neige : $0.118 \text{ KN/m}^2 = 11.8 \text{ daN/m}^2$

III.1.1.1-Espacement entre pannes

$$\cos 2.15^\circ = 8/x \Rightarrow x = 8\text{m}$$

On prend un espacement entre pannes de 1,5 m (09 fois) et au deux extrémité 0.525 m.

III.1.1.2-Combinaison des charges et actions

- Charges permanentes et charges d'entretien :

$$q_1 = 1.35G + 1.5Q = 1.35(25 \times 1.5) + 1.5(44.44) = 117.285 \text{ daN/ml}$$

Plan z-z :

$$q_2 = (1.35G + 1.5N)\cos\alpha = [(1.35 \times 25 \times 1.5) + (1.5 \times 1.5 \times 11.8)]\cos 2.15 = 77.12 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G\cos\alpha - 1.5V = (1.5 \times 25 \cos 2.15) - (1.5 \times 1.5 \times 87.64) = -159.72 \text{ daN/ml}$$

Plan y-y :

$$q_4 = (1.35G + 1.5N)\sin\alpha = [(1.35 \times 1.5 \times 25) + (1.5 \times 1.5 \times 11.8)]\sin 2.15 = 2.95 \text{ daN/ml}$$

$$q_5 = 1.35G\sin\alpha = 1.35 \times 1.5 \times 25 \sin 2.15 = 1.89 \text{ daN/ml}$$

$$q_6 = G\sin\alpha = 1.5 \times 25 \sin 2.15 = 1.4 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\max} = \max(q_1, q_2, q_3, q_4, q_5, q_6) = 159.72 \text{ daN/ml}$$

-Calcul du moment sollicitant :

$$M_{sd} = (q \times l^2) / 8$$

-Suivant l'axe z-z :

$$M_{z, sd} = (159.72 \times 6^2) / 8 = 718.74 \text{ daN.m}$$

-Suivant l'axe y-y :

$$M_{y, sd} = (2.95 \times 6^2) / 8 = 13.271 \text{ daN.m}$$

On suppose que le profilé est de classe 1 ou 2 :

$$M_{y, sd} \leq \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1 \text{ selon EC3}$$

$$w_{pl,y} \geq \frac{M_{y, sd} f_y}{\gamma_{M0}} = (7.18 \times 10^6 \times 1) / 235 = 30.55 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow \text{IPE 100 (} w_{pl,y} = 39.41 \text{ cm}^3 \text{)}$$

III.1.1.3-Dimensionnement de pannes

III.1.1.4-Détermination des combinaisons de charge

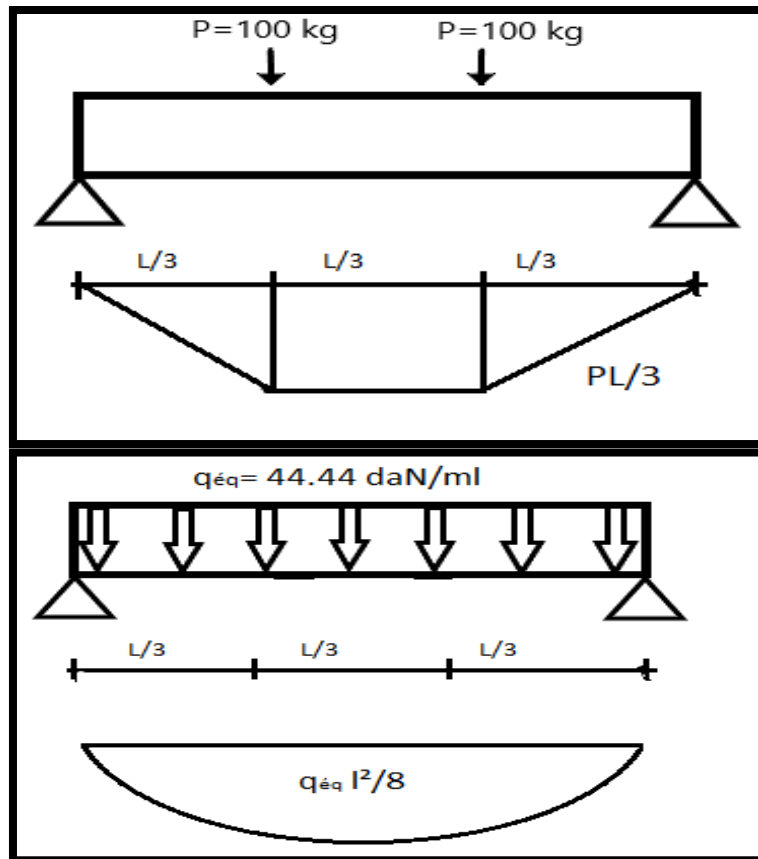


Figure III.1.1 : Diagramme du moment.

On a :

- charge permanente $G=25 \text{ daN/m}^2$
- Poids de la panne (estimée IPE120) $g_p= 10.4 \text{ kg/m}^2$
- Charge d'entretien $Q = 100\text{daN}$
- Charge de neige : 11.8 daN/m^2
- Action du vent : -87.64 daN/m^2

On a pris l'espacement entre pannes égale à 1.5m.

$$q_{\text{éq}} = \frac{8 q}{3 L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\text{éq}} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/ml}$$

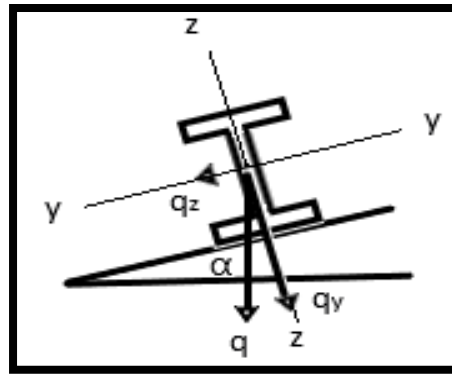


Figure III.1.2 : Les sollicitations sur les pannes.

Plan z-z :

$$q_1 = (1.35G + 1.5Q)\cos\alpha = [((1.35 \times 1.5 \times 25) + 10.4 \times 1.35) + (1.5 \times 44.44)]\cos 2.15^\circ$$

$$q_1 = 131.24 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = (1.35G + 1.5N)\cos\alpha = [(1.35 \times 1.5 \times 25) + 10.4 \times 1.35] + (1.5 \times 11.8 \times 1.5)]\cos 2.15^\circ$$

$$q_2 = 91.15 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G\cos\alpha - 1.5V = (1.5 \times 25 + 10.4)\cos 2.15^\circ$$

$$q_3 = -148.92 \text{ daN/ml}$$

Plan y-y :

$$q_4 = (1.35G + 1.5Q)\sin\alpha = [((1.35 \times 1.5 \times 25) + 10.4 \times 1.35) + (1.5 \times 44.44)]\sin 2.15^\circ$$

$$q_4 = 4.92 \text{ daN/ml}$$

$$q_5 = 1.35G\sin\alpha = ((1.35 \times 1.5 \times 25) + 10.4 \times 1.35)\sin 2.15^\circ$$

$$q_5 = 2.42 \text{ daN/ml}$$

$$q_6 = (1.35G + 1.5N)\sin\alpha = [((1.35 \times 1.5 \times 25) + 10.4 \times 1.35) + 10.4 \times 1.35 + 1.5 \times 11.8]\sin 2.15^\circ$$

$$q_6 = 3.08 \text{ daN/ml}$$

$$q_7 = G\sin\alpha = (1.5 \times 25 + 10.4)\sin 2.15^\circ = 1.99 \text{ daN/ml}$$

-Moment sollicitant :

On a une panne sur 3 appuis :

$$M_{y, sd} = \frac{q_{z, sd} \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{148.92 \times \left(\frac{12}{2}\right)^2}{8} = 670.14 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{4.92 \times \left(\frac{12}{2}\right)^2}{8} = 22.14 \text{ daN.m}$$

III.1.1.5-Classe du profilé :

(Notre choix est l'IPE140 mais on a commencé les vérifications avec l'IPE 120 et puis on a augmenté à IPE 140 car ça n'a pas vérifié le déversement).

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE140	12.9	16.4	140	73	6.9	4.7	112.2	541	44.9	88.3	19.3

Tableau III.1.1 : Caractéristiques du profilé IPE 140.

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3} = 5.07 \leq 10 \varepsilon \text{ C.V} \rightarrow \text{Classe 1}$$

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

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 93.4/4.4 \leq 21.22 \text{ C.V} \rightarrow \text{Classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1

III.1.1.6-Vérification des contraintes

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{z,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}}\right)^\beta \leq 1$$

$$\beta = 5n \geq 1$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 31.8 \times 10^{-6} \text{ avec } N_{sd} = 111 \text{ KN (l'effort maximal dans les pannes)}$$

Profilé en I ou H : $\alpha=2$ et $\beta=1$ (selon l'EC3)

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.73 \times 2350}{1} = 1427.16 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{w_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.58 \times 2350}{1} = 13.58 \times 2350/1 = 319.13 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{670.14}{1427.16}\right)^2 + \left(\frac{22.14}{319.13}\right)^1 = 0.29 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

Les pannes IPE120 vérifient.

III.1.1.7-Vérification de la flèche à l'ELS :

-Les combinaisons de charges :

Plan z-z :

$$q_z = G \cos \alpha - V = ((1.5 \times 25) + 10.4) \cos 2.15^\circ - 1.5 \times 87.64 = -83.59 \text{ daN/ml}$$

Plan y-y :

$$q_y = (G + Q) \sin \alpha = [(1.5 \times 25) + 10.4 + 44.44] \sin 2.15^\circ = 3.46 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = 0.41 \times \frac{5}{384} \times \frac{q \times (l)^4}{E \times I_z} \quad (\text{sur 3 appuis})$$

$$\delta_y = 0.41 \times \frac{5}{384} \times \frac{3.46 \times 10^{-2} (600)^4}{21 \times 10^5 \times 27.65} = 0.41 \text{ cm}$$

$$\delta_z = \frac{5}{384} \times \frac{83.59 \times 10^{-2} (600)^4}{21 \times 10^5 \times 317.8} = 2.11 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = 600/200 = 3 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{max}} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2} = 2.14 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{max}} < \delta_{\text{adm}} \quad \text{C.V}$$

III.1.1.8-Vérification à l'ELU

III.1.1.8.1-Résistance au cisaillement

$$V_{y, \text{sd}} \leq V_{\text{pl}, y; \text{rd}} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m_0}}$$

$$V_{z, \text{sd}} \leq V_{\text{pl}, z; \text{rd}} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m_0}}$$

$$\text{Avec : } A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{vy} = 2bt_f = 8.06 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{pl}, y; \text{rd}} = \frac{8.06 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 10935.59 \text{ daN}$$

$$V_{\text{pl}, z; \text{rd}} = \frac{6.31 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 8561 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l}{2} = \frac{4.92 \times 12}{2} = 29.52 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{148.92 \times 12}{2} = 893.52 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} < V_{pl,y,rd} \quad \text{C.V}$$

$$V_{z,sd} < V_{pl,z,rd} \quad \text{C.V}$$

III.1.1.8.2-Vérification au déversement

La semelle supérieure est comprimée sous les charges puisque'elle est fixée à la toiture donc il n'y a pas risque de déversement.

Semelle inférieure (calcul du moment résistant au déversement) :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (classe 1)}$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E / f_y} = 93.9 \text{ } \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{i_z}{h} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{600}{1.45}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1.45}{0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 174.64$$

$$\lambda_{LT} = 1.85 \geq 0.4$$

Il y a lieu de vérification au déversement

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 \times (1.85 - 0.2) + 1.85^2] = 2.38$$

Avec $\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profilés laminés

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5} + \phi_{LT}} = 0.26$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{pl,y,rd} = 0.26 \times 1427.16 = 371.06 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,sd}} \leq 1$$

$$\frac{670.14}{371.06} + \frac{22.14}{319.13} = 1.85 > 1$$

La condition n'est pas vérifiée donc on augmente la section du profilé à IPE 140

-Les combinaisons de charge :

Plan z-z :

$$q_z = G \cos \alpha - 1.5V = ((1.5 \times 25) + 12.9) \cos 2.15^\circ - (1.5 \times 1.5 \times 87.64) = -147.3 \text{ daN/ml}$$

Plan y-y :

$$q_y = 1.35G \sin \alpha = ((1.35 \times 1.5 \times 25) + 12.9 \times 1.35) \sin 2.15^\circ = 2.55 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{2.55 \times 6^2}{8} = 11.47 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{147.3 \times 6^2}{8} = 662.85 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 2350}{1} = 2057.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{w_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.25 \times 2350}{1} = 452.37 \text{ daN.m}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 I_z E}{l^2} \times \sqrt{\frac{I_y}{I_z} + \frac{l^2 I_y G}{\pi^2 I_z E}} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 44.92 \times 21 \times 10^6}{600^2} \times \sqrt{\frac{1.98 \times 10^3}{44.92} + \frac{600^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 2.45}{3.14 \times 44.92 \times 21 \times 10^6}}$$

$$M_{cr} = 32.5 \text{ daN.m}$$

$$\lambda_{LT} = 1.57$$

$$\phi_{LT} = 1.876$$

$$\chi_{LT} = 0.34 < 1$$

$$M_{b,rd} = 705.9 \text{ daN.m} > M_{z,sd} = 662.85 \text{ daN.m} \quad \text{C.V}$$

III.1.2-Calcul de l'échantignole

C'est une pièce qui permette la fixation des pannes sur les traverses elle est soumise à la flexion sous l'effort de soulèvement du vent.

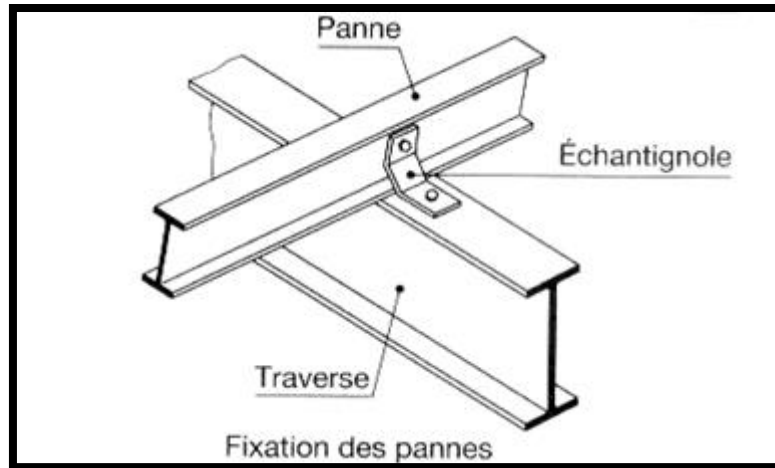


Figure III.1.3 : Vue de l'échantignole.

III.1.2.1-Effort de soulèvement

$$q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V = ((1.5 \times 25) + 12.9) \cos 2.15^\circ - (1.5 \times 1.5 \times 87.64) = -147.3 \text{ daN/ml}$$

-Effort suivant rampant :

$$q_{y,sd} = 2.55 \text{ daN/ml}$$

-l'excentrement :

$$2 \left(\frac{b}{2} \right) \leq t \leq 3 \left(\frac{b}{2} \right)$$

Pour IPE 140 :

$$B = 7.3 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = 14 \text{ cm}$$

$$7.3 \leq t \leq 10.95 \quad \text{On prend} \quad t = 9 \text{ cm}$$

-Echantignole intermédiaire :

$$R_z = Q_{z,sd} \frac{1}{2} = 147.3 \times \frac{6}{2} = 441.9 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y,sd} \frac{1}{2} = 2.55 \times \frac{6}{2} = 7.65 \text{ daN}$$

III.1.2.3-Calcul du moment de renversement

$$M_R = R_z t + R_y \frac{h}{2} = 8055.9 \text{ daN.m}$$

III.1.2.4-Dimensionnement de l'échantignole

$$M_{sd} \leq M_{el,rd} = \frac{w_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = M_R$$

$$W_{el} \geq \frac{M_R \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{8055.9 \times 1}{2350} = 3.42 \text{ cm}^2$$

-Calcul de l'épaisseur :

$$w_{el} = \frac{6 e^2}{b} \quad (\text{On propose que } b = 20)$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 w_{el}}{20}} = \sqrt{\frac{6 \times 3.42}{20}} = 1.01 \text{ cm}$$

Soit $e = 12 \text{ mm}$

III.1.3-Calcul des lisses de bardage

Sont constitués de poutrelles en I ou U ou bien de profils minces, ils travaillent à la flexion

Déviée due au leur poids propre et du bardage.

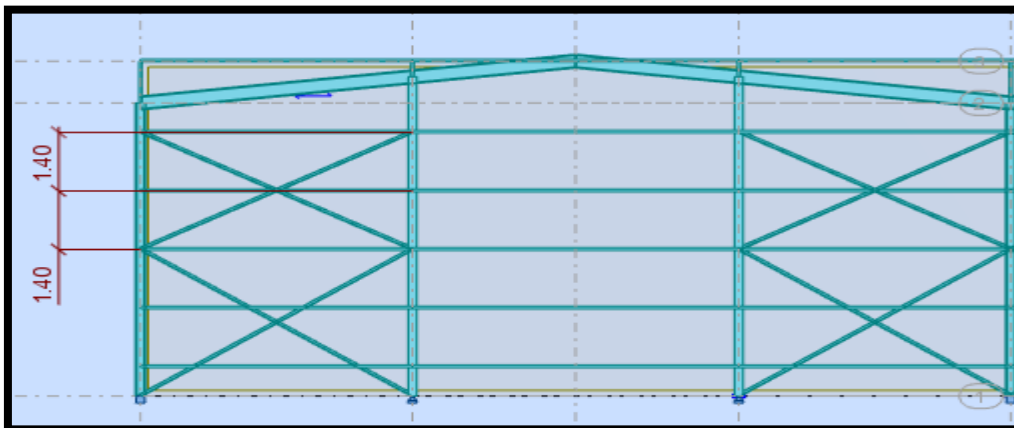


Figure III.1.4 : Coupe longitudinal sur les lisses de bardage.

Notre structure en charpente a une hauteur des poteaux de 7m donc nous ferons un bardage

Sur toute cette hauteur.

-espacement entre lisses : 1.4 m

-nombre de lisse : 5

III.1.3.1-Dimensionnement des lisses

III.1.3.2-Evaluation des charges et surcharges

Charges permanentes G :

-Poids de bardage : $g = 15 \text{ kg/m}^2$

-Accessoire de pose (UPN 140) : 2 kg/m^2

-Poids de la lisse : $g = 16 \text{ kg/m}^2$

Charges climatiques (dans le plan de l'âme) :

-Surcharge du vent : $V = -800 \text{ N/m}^2 = -80 \text{ daN/m}^2$

$$G = (15+2) \times 1.4 + 16 = 39.8 \text{ daN/ml}$$

$$V = 80 \times 1.4 = 112 \text{ daN/ml}$$

-Combinaisons de charge les plus défavorables :

$$q_{sd} = 1.35G + 1.5V$$

Plan z-z:

$$q_{z,sd} = 1.5 V$$

Plan y-y :

$$q_{y,sd} = 1.35G$$

Poutre sur 2 appuis :

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{1.5 \times 112 \times 6^2}{8} = 756 \text{ daN.m}$$

Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} (l/2)^2}{8} = \frac{1.35 \times 39.8 \times (\frac{6}{2})^2}{8} = 60.5 \text{ daN.m}$$

Par tâtonnement on choisit UPN140

III.1.3.3-Vérification de l'UPN140 à la sécurité

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
UPN140	16	20.4	140	60	10	7	98	605	62.7	103	28.3

Tableau III.1.2 : Caractéristiques du profilé UPN 160.

III.1.3.3.1-Vérification à l'ELU

-vérification à la flexion :

Classe de l'UPN140 :

La classe semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{60/2}{10} = 3 \leq 10 \varepsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

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

La classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72 \varepsilon \rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}}\right)^\beta \leq 1$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 2350 \times 10^{-2}}{1} = 2421 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{w_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1} = 665.05 \text{ daN.m}$$

Dans notre cas l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc $\beta=1$

$$\left(\frac{756}{2421}\right)^2 + \left(\frac{60.5}{665}\right)^1 = 0.18 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

-Vérification au cisaillement :

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vz} = 10.41 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{10.41 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 14124 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = \frac{(1.5V) l}{2} = \frac{(1.5 \times 112) \times 6}{2} = 504 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z,rd} > V_{z,sd} \quad \text{C.V.}$$

-Vérification au déversement :

Il n'y a pas de risque de déversement à la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur au bardage

III.1.3.3.2-Vérification à l'ELS

-Vérification de la flèche :

$$Q = G+V$$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{q \times (l)^4}{E \times I_z}$$

$$\delta \leq \delta_{adm} = \frac{600}{200} = 3$$

$$\delta_y = \frac{5}{384} \times \frac{39.8 \times 10^{-2} (600)^4}{21 \times 10^5 \times 62.7} = 0.13 \text{ cm}$$

$$\delta_z = \frac{5}{384} \times \frac{83.59 \times 10^{-2} (600)^4}{21 \times 10^5 \times 605} = 1.48 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2} = 1.455 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} < \delta_{adm} \quad \text{C.V}$$

-Vérification de la lisse de pignon :

$$V = -47 \text{ kg/m}^2$$

$$V = -47 \times 1.4 = 65.8 \text{ daN/ml}$$

-ELU :

-Vérification à la flexion déviée :

UPN 140 est de classe 1 :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right)^\beta \leq 1$$

$$M_{pl,y,rd} = 2421 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = 665.05 \text{ daN.m}$$

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{(1.5 V) l^2}{8} = \frac{1.5 \times 65.8 \times 6^2}{8} = 444.2 \text{ daN.m}$$

Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} (l/2)^2}{8} = \frac{(1.35G) (l/2)^2}{8} = \frac{1.35 \times 39.8 \times (\frac{6}{2})^2}{8} = 60.5 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{444.2}{2421}\right)^2 + \left(\frac{60.5}{665}\right)^1 = 0.12 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

-Vérification au cisaillement :

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y;rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,z;rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z,sd} = \frac{(1.5V) l}{2} = \frac{(1.5 \times 65.8) \times 6}{2} = 296.1 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z;rd} = 14124 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z;rd} > V_{z,sd} \quad \text{C.V.}$$

-Vérification de l'élément au déversement :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,sd}} \leq 1$$

-Calcul du moment de résistance au déversement $M_{b,rd}$:

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (Profilé de classe 1)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1 \times \left(\frac{L}{i_z}\right)}{20 \times \left(\frac{h}{e_s}\right)}\right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{1.75}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{300}{1.75}}{\frac{14}{1}}\right)^2\right]^{0.25}} = 111.68$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = \frac{111.68}{93.9} \times 1^{0.5} = 1.189$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 \times (1.189 - 0.2) + 1.189^2] = 1.31$$

Avec $\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profilés laminés

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5} + \phi_{LT}} = \frac{1}{1.31 + [1.31^2 - 1.189^2]^{0.5}} = 0.531$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{pl,y,rd} = 0.54 \times 2421 = 1307.34 \text{ daN.m}$$

$$\frac{444.2}{1307.4} + \frac{60.5}{665} = 0.43 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

Pas de risque de déversement.

III.1.4-Calcul des liernes

Des pièces de maintien de l'écartement de panne ou de chevrons.

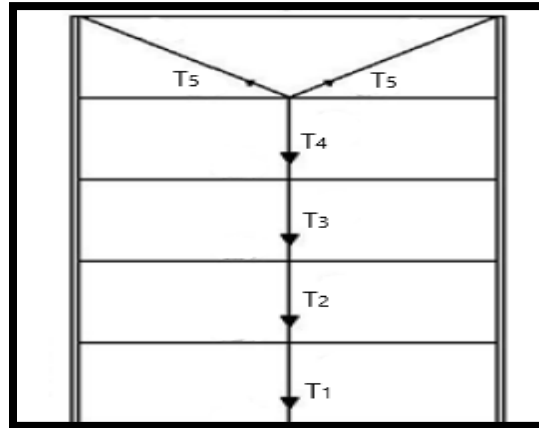


Figure III.1.5 : Les efforts dans les liernes.

La structure à des liernes au niveau des lisses.

III.1.4.1-Calcul de l'effort de traction

$$R = 1.25 \times (1.35G) \times \frac{1}{2} = 1.25 \times (1.35 \times 53.73) \times \frac{6}{2} = 201.5 \text{ daN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{201.5}{2} = 100.7 \text{ daN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 100.7 + 201.5 = 302.2 \text{ daN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 302.2 + 201.5 = 503.2 \text{ daN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 503.2 + 201.5 = 705.2 \text{ daN}$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \alpha} = \frac{201.5}{2 \sin 13.13} = 362.06 \text{ daN}$$

$$\text{Avec } \alpha = \arctg \frac{0.7}{3} = 13.13^\circ$$

III.1.4.2-Dimensionnement des liernes

$$T_4 = 705.2 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd}$$

$$N_{sd} = T_4$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow T_4 \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{705.2 \times 1}{2350} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.3 \rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.3}{\pi}} = 0.65 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de $\phi = 0.7 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre de $\phi = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$

III.1.5-Calcul des potelets

Les potelets sont généralement en I ou H (articulés articulés), ils travaillent à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses (flexion composée).

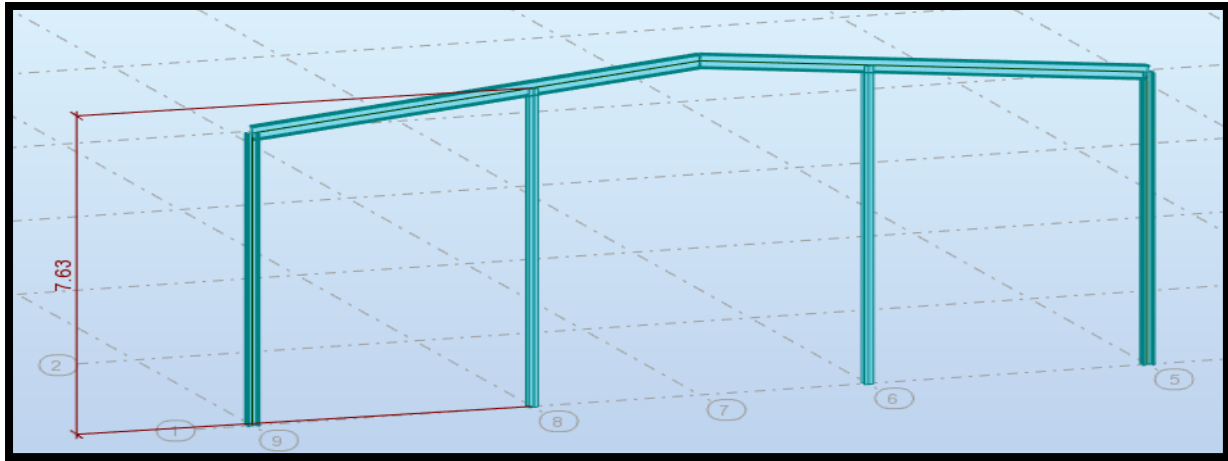


Figure III.1.6 : vue de portique

III.1.5.2-Détermination des sollicitations

Le potelet travaille à la flexion sous l'action du vent et à la compression sous l'effet de son poids propre.

-Calcul des charges et surcharges :

-charge permanente G :

$$G = p_p(\text{potelet}) + p_p(\text{lisse}) + p_p(\text{bardage})$$

-surcharge climatique :

-combinaison de charge :

$$1.35G + 1.5V$$

III.1.5.3-Dimensionnement

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE220	26.2	33.4	220	110	9.2	5.9	177.6	2772	205	285	37.3

Tableau III.1.3 : Caractéristiques du profilé IPE 220.

Poids propre de la lisse : 16 kg/ml

Poids propre de bardage : 15 kg/m²

Surcharge du vent : 70.5 daN/m²

Accessoire de pose : 2 kg/m²

Longueur de la lisse : 6m ; 5m

Nombre de lisses supporté par le potelet : 5 lisses

Le potelet le plus chargé :

$$(5.5 \times 7.63)$$

$$G = (16 \times 5 \times 5.5) + (15 + 2) \times (5.5 \times 7.63) = 1153.5 \text{ daN}$$

$$V = 70.5 \times 5.5 = 387.75 \text{ daN/ml}$$

-Sous la condition de la flèche :

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{q \times (l)^4}{E \times I_y} \leq \delta_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times V \times (l)^3}{E \times 384} = \frac{1000 \times 387.75 \times 10^{-2} \times (763)^3}{2.1 \times 10^6} = 2135.8 \text{ cm}^4$$

Le profilé qui convient comme potelet est l'IPE220.

III.1.5.4-Vérification de la section à la résistance

$M_{y,sd} \leq M_{c,rd}$ dont $M_{c,rd}$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section

-Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd}$$

$$q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 387.75 = 581.6 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{581.6 \times 763}{2} = 2219 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{15.88 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 21546 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z,sd}}{V_{pl,z,rd}} = \frac{2219}{21546} = 0.102 < 0.5$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée.

-l'incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl,rd} ; 0.5 \times \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 1153.5 = 1557.2 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33.4 \times 2350}{1} = 78490 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl,rd} = 19622.5 \text{ daN}$$

$$A_v = A - 2bt_f = 33.4 - 2 \times 11 \times 0.9 = 13.16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.16 \times 0.5 \times 2350}{1} = 15463 \text{ daN}$$

$$N_{sd} < 15463 \text{ daN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

-Classe de la section :

Classe de la semelle (comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{110/2}{9.2} = 5.978 \leq 10 \varepsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

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

Classe de l'âme (comprimée) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177.6}{5.9} = 30.1 \leq 72 \varepsilon \rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

La section est de classe 1

$$M_{c,rd} = M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285.9 \times 2350 \times 10^4}{1} = 6706.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{581.6 \times 7.63^2}{8} = 4232 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} < M_{c,rd} = M_{pl,y,rd}$$

III.1.5.5-Vérification de l'élément aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids du bardage et de lisse).

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{y,sd}}{M_{pl,z,rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{y,sd}}{M_{pl,z,rd}} \leq 1$$

-Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

III.1.5.5.1-Vérification au flambement et au déversement

Flambement par rapport à l'axe y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{[\phi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5} + \phi_y}$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2]$$

$$\lambda_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.5}$$

Avec $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right]$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{2.1 \times 10^4}{23.5} \right)^{0.5} = 93.91$$

Elancement Eulérien :

Etude comparative d'une halle métallique selon l'EC3 et l'AISC

α : Facteur d'imperfection correspond) la courbe de flambement (tableau 5.5.1 de l'EC3)

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{763}{9.11} = 83.75$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] = \frac{83.75}{93.91} = 0.89$$

Courbe de flambement :

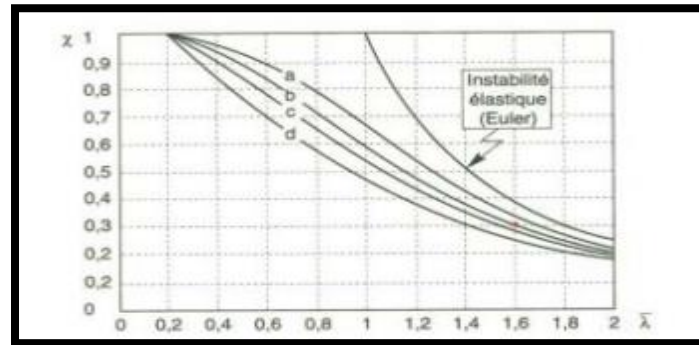


Figure III.1.6 : Allure de courbe de flambement.

Section transversale	Limites	Flambé selon l'axe	Courbe de flambé	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Sections en I laminées 	$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c
		$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d c

Tableau III.1.4 : choix de la courbe de flambement.

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau III.1.5 : Facteur d'imperfection selon l'EC3.

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement a :

$$\alpha = 0.21$$

$$t_f = 9.2 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.89 - 0.2) + 0.89^2] = 0.97$$

$$\chi_y = \frac{1}{(0.97^2 - 0.89^2)^{0.5} + 0.97} = 0.73$$

-Axe de flambement z-z (l'axe le plus faible) :

$$\chi_z = \frac{1}{[\emptyset_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5} + \emptyset_z}$$

$$\emptyset_z = 0.5 [1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2]$$

$$\lambda_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.5} = 0.6$$

Avec $\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{140}{2.48} = 56.45$ $l_f = 1.4\text{m}$ (entre axe des lisse)

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1.2$$

Courbe de flambement b :

$$\alpha = 0.34 \text{ (tableau 3)}$$

$$t_f = 9.2 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

$$\emptyset_z = 0.5 [1 + 0.34 \times (0.6 - 0.2) + 0.6^2] = 0.748$$

$$\chi_z = \frac{1}{(0.748^2 - 0.6^2)^{0.5} + 0.748} = 0.83$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y : \chi_z) = 0.73$$

-Calcul de l'élancement réduit vis avis du déversement λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.5}$$

Pour les profilés laminés en I ou H :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1 \times \left(\frac{L}{i_z}\right)}{20 \times \left(\frac{h}{e_s}\right)} \right]^{0.25}} = \frac{\frac{1400}{2.48}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{1400}{2.48}}{\frac{22}{0.92}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 49.895$$

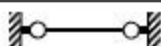



Liaison extrémités	Longueur de flambement L_{cr}
	$L_{cr} = 1 \times L$
	$L_{cr} = 0,5 \times L$
	$L_{cr} = 0,7 \times L$
	$L_{cr} = 2 \times L$

Tableau III.1.6: La longueur du flambement en fonction d'appuis.

Poutre simplement appuyée avec des charges uniformément répartie (tableau 5) : $C = 1.132$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{49.895}{93.91} \right] \cdot [1]^{0.5} = 0.53 > 0.4 \rightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ pour les sections laminées}$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.53 - 0.2) + 0.53^2] = 0.675$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5} + \phi_{LT}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0.675^2 - 0.53^2)^{0.5} + 0.675} = 0.91 < 1$$

-Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \tilde{\lambda}_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$$\beta_{MY} = 1.3 \text{ (Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)}$$

$$\mu_y = 0.89 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{285.4 - 252}{252} = -1.113$$

$$\mu_z = \tilde{\lambda}_z (2\beta_{MZ} - 4) + \frac{w_{plz} - w_{elz}}{w_{elz}} = 0.6 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{58.1 - 37.3}{37.3} = -0.28$$

Avec μ_z et $\mu_y < 0.9$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y f_y A} = 1 - \frac{-1.113 \times 1557.2}{0.73 \times 2350 \times 33.4} = 1.03 < 1.5 \text{ CV}$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z f_y A} = 1 - \frac{-0.28 \times 1557.2}{0.83 \times 2350 \times 33.4} = 1$$

$$\mu_y = \tilde{\lambda}_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.15 \lambda_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.601 \times 1.3 - 0.15 = -0.032 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y f_y A} = 1 - \frac{-0.032 \times 1557.2}{0.83 \times 33.4 \times 2350} = 1$$

$$M_{y,sd} = \frac{1.5V l^2}{8} = \frac{1.5 \times 384.75 \times 7.63^2}{8} = 4232.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{1.5V l^2}{8} = \frac{1.5 \times 384.75 \times 1.4^2}{8} = 141.39 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285.9 \times 2350 \times 10^{-2}}{1} = 6707 \text{ daNm}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{w_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{58.1 \times 2350 \times 10^{-2}}{1} = 1365.35 \text{ daNm}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33.4 \times 2350}{1} = 78490 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \leq 1$$

$$\frac{1557.2}{0.73 \times 78490} + \frac{1.03 \times 4232.5}{6707} + \frac{1 \times 141.39}{1365.35} = 0.77 \leq 1 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de flambement.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} < 1$$

$$\frac{1557.2}{0.83 \times 78490} + \frac{1 \times 4232.5}{0.91 \times 6707} + \frac{1 \times 141.39}{1365.35} = 0.82 < 1 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de déversement.

III.1.6-Vérification des contreventements

Les contreventements sont en double L 70×70×7 disposés en forme de croix horizontale.

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{el,y} cm ³
2L70×7	7.38	9.4	70	70	7	42.3	42.3	8.41	8.41

Tableau III.1.7 : Caractéristiques du 2CAE 70×7.

L'effort maximal sollicitant :

$$N_{sd} = -62.29 \text{ kN}$$

III.1.6.1-Vérification de la section diagonale du palais de stabilité à la résistance

-Vérification à la traction :

Les diagonales sont attachées dans chaque extrémité avec un fil de boulon ordinaire de diamètre 16mm.

La vérification se fera par la formule suivante :

$$N_{sd} \leq \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd})$$

Avec : $N_{pl,rd}$: la résistance plastique de la section brute.

et $N_{u,rd}$: la résistance ultime de la section nette.

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1880 \times 235}{1} = 441.8 \text{ kN}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$d = d_0 + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$A_t = d_0 t_w 2 = 18 \times 7 \times 2 = 252 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - A_t = 1880 - 252 = 1628 \text{ mm}^2$$

Avec : A_{net} : la section du profile.

d_0 : diamètre de trou de boulon.

d : diamètre de boulon.

A_t : la section transversale de trou de boulon.

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times 1628 \times 360}{1.25} = 422 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } N_{sd} = 62.29 \text{ kN} \leq N_{u,rd} \quad \text{C.V}$$

III.2-Dimensionnement des éléments principaux

III.2.1-Calcul Poteau

Se sont des éléments en I ou H utilisés comme support d'ossature ils travaillent donc à la flexion composée.

III.2.1.1-Classe de Profilé HEA200

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
HEA200	42.3	53.8	190	200	10	6.5	134	3692	1336	429.5	203.8

Tableau III.2.1 : Caractéristique du profilé HEA200.

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{200/2}{10} = 10 \leq 10 \varepsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

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

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{6.5} = 20.30 \leq 72 \varepsilon \rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

La section est de classe 1

III.2.1.2-Vérification au cisaillement

$$M_{y,sd} = 33.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = 73.46 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 65.32 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 59.28 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$A_{vz} = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{1805 \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 244.89 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 53.8 \times 10^2 - 2 \times 200 \times 10 + (6.5 + 2 \times 18) \times 10 = 1805 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 59.28 \text{ kN} \leq 0.5 V_{pl,rd} = 122.43 \text{ kN} \quad \text{CV}$$

Il n'y a une interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

-Pour prendre en compte l'interaction de l'effort normal sur le moment flechissant on doit vérifier :

$$N_{sd} \leq \min \left(0.25N_{pl,rd} ; 0.5 \times \frac{A_{vy}f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$0.25N_{pl,rd} = 0.25 \times \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53.8 \times 10^2 \times 235 \times 0.25}{1} = 316 \text{ kN}$$

$$A_{vy} = A - 2b_{tf} = 53.8 \times 10^2 - 2 \times 200 \times 10 = 1380 \text{ mm}^2$$

$$0.5 \frac{A_{vy}f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{13.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 162.15 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 56.32 \text{ kN} < 162.15 \text{ kN} \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment flechissant, donc la vérification se fera à la flexion seule et la compression seule.

III.2.1.3-Vérification à la compression

$$N_{sd} < N_{c,rd} = N_{pl,rd}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53.8 \times 10^2 \times 235}{1} = 1264.3 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{c,rd} \quad \text{CV}$$

III.2.1.4-Vérification à la flexion

Section de classe 1 :

$$M_{y,sd} < M_{c,rd} = M_{pl,y,rd}$$

$$M_{c,rd} = M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{429.1 \times 2350}{1} = 100.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} < M_{c,rd} \quad \text{CV}$$

III.2.1.5-Vérification du poteau aux instabilités

III.2.1.5.1-Vérification au flambement :

- Calcul de flambement par rapport à l'axe y-y :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{y,sd}}{M_{pl,z,rd}} \leq 1$$

Le coefficient du flambement par rapport à l'axe y-y :

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A\beta_A f_y}{N_{cr}}}$$

Avec $\beta_A = 1$ (section de classe 1)

$L_f = 0.5l = 0.5 \times 7 = 3.5\text{m}$ (potau bi-encasté)

$$N_{cr} = \frac{E \pi^2 I_y}{l_f^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 3692 \times 10^4}{3500^2} = 6241 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{1 \times 5380 \times 235}{6241 \times 10^3}} = 0.45 > 0.2$$

il y a risque de flambement

On a une section laminée en H :

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 > 1.2$$

$t_f = 10 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement b :

$\alpha = 0.34$ (tableau 3)

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y \times (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 0.5 [1 + 0.34 \times (0.45 - 0.2) + 0.45^2] = 0.64$$

$$\chi_y = \frac{1}{[\phi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5} + \phi_y} = \frac{1}{(0.64^2 - 0.45^2)^{0.5} + 0.64} = 0.91 < 1$$

- Calcul de flambement par rapport à l'axe z-z :

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{A\beta_A f_y}{N_{cr}}}$$

Avec $\beta_A = 1$ (section de classe 1)

$L_f = 0.7l = 0.7 \times 7 = 4.9\text{m}$ (encasté articulé)

$$N_{cr} = \frac{E \pi^2 I_y}{l_f^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 1336 \times 10^4}{4900^2} = 1153 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{1 \times 5380 \times 235}{1153}} = 1.05 > 0.2$$

Il y a risque de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 > 1.2$$

$$t_f = 10 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b :

$$\alpha = 0.49 \text{ (tableau 3)}$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 0.5 [1 + 0.49 \times (1.05 - 0.2) + 1.05^2] = 1.259$$

$$\chi_z = \frac{1}{[\phi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5} + \phi_z} = \frac{1}{(1.259^2 - 1.05^2)^{0.5} + 1.259} = 0.51 < 1$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.51$$

-Le facteur de moment uniforme équivalent du flambement :

$$B_{MY} = 1.8 - 0.7\Psi \quad \text{pour } -1 < \Psi < 1$$

$$\Psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-52.96}{73.46} = -0.72$$

$$B_{MY} = 2.304$$

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.45 (2 \times 2.304 - 4) + \frac{429.5 - 388.6}{388.6} = 0.379 < 0.9$$

$$B_{MZ} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{-33.24}{33.68} = -0.986$$

$$B_{MZ} = 2.49$$

$$\mu_z = \lambda_z (2\beta_{MZ} - 4) + \frac{w_{plz} - w_{elz}}{w_{elz}}$$

$$\mu_z = 1.05 (2 \times 2.49 - 4) + \frac{203.8 - 133.6}{133.6} = 1.06 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y f_y A} = 1 - \frac{0.367 \times 97.37 \times 10^3}{0.91 \times 2350 \times 5380} = 1.01 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z f_y A} = 1 - \frac{1.06 \times 97.37 \times 10^3}{0.7 \times 2350 \times 5380} = 0.7 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{w_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{203.8 \times 10^3 \times 2350}{1} = 47.9 \text{ kN.m}$$

$$\frac{56.32}{0.91 \times 1264.3} + \frac{173.46 \times 0.1}{100.9} + \frac{0.7 \times 3.67}{47.9} = 0.83 < 1 \quad \text{CV}$$

III.2.1.5.2-Vérification au Déversement :

A vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{y,sd}}{M_{pl,z,rd}} \leq 1$$

-L'élancement réduit pour le déversement :

Dans le cas des poteaux soumis à des charges distribuées (vent) et doublement encastrés :

$$C_1=0.712$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1 \times \left(\frac{L}{i_z}\right)}{20 \times \left(\frac{h}{e_s}\right)} \right]^{0.25}} = \frac{\frac{7000}{49.8}}{0.712^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{49.8}{\frac{190}{10}}\right)^2 \right]^{0.25}} = 73.1$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ section laminé

$$\lambda_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.5} = \frac{73.11}{93.91} = 0.52 \geq 0.4$$

Avec $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

il y a risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.52 - 0.2) + 0.52^2] = 0.67$$

$$\chi_y = \frac{1}{[\phi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5} + \phi_y} = \frac{1}{(0.67^2 - 0.52^2)^{0.5} + 0.67} = 0.9$$

$$B_{MY} = 2.304$$

$$\mu_{LT} = 0.15 B_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.05 \times 2.304 - 0.15 = 0.21 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_z f_y A} = 1 - \frac{0.21 \times 56.32 \times 10^3}{0.51 \times 2350 \times 5380} = 0.98 < 1.5 \quad CV$$

$$\frac{56.32}{0.51 \times 1264.3} + \frac{0.98 \times 73.46}{0.9 \times 100.9} + \frac{0.7 \times 3.67}{47.9} = 0.93 < 1 \quad CV$$

Il n'y a pas risque de déversement.

III.2.2-Vérification des traverses

Des éléments porteurs horizontaux qui travaillent essentiellement sous l'action de flexion et qui reçoivent des charges verticales et les transmettent à leurs appuis.

Soit des traverses d'IPE330 avec :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE330	49.1	62.6	330	160	11.5	7.5	271	11770	788	804	154

Tableau III.2.2 : Caractéristiques du profilé IPE 330.

L: 8.06m

N_{sd}= 118.22 kN

M_{y,sd}= 70.13 kN

M_{z,sd}= 3.41 kN.m

V_{z,sd}= 30.39 kN

V_{y,sd}= 9.55 kN

III.2.2.1-Vérification de la section à la résistance

III.2.2.1.1-Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement se fera suivant l'axe z-z car suivant l'axe y-y le cisaillement est presque nul.

$$V_{sd} < V_{pl,z,rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{1805 \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1}$$

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 62.6 \times 10^2 - 2 \times 160 \times 11.5 + (7.5 + 2 \times 18) \times 11.5 = 3080.25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,z,rd} = \frac{3080.25 \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 419.8 \text{ kN} > V_{z,sd} \quad \text{C.V}$$

$$V_{z,sd} > 0.5 V_{pl,z,rd} \quad \text{C.V}$$

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 et le moment fléchissant, on doit vérifier la formule suivante :

$$N_{sd} \leq \min \left(0.25N_{pl,rd} ; 0.5 \times \frac{A_{vy}f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$0.25N_{pl,rd} = 0.25 \times \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62.6 \times 10^2 \times 235}{1} \times 0.25 = 367.7 \text{ kN}$$

$$A_{vy} = A - 2bt_f$$

$$0.5 \frac{A_{vy} f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{(62.6 \times 10^2 - 2 \times 160 \times 11.5) \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 303.15 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 118.22 \text{ kN} < 303.15 \text{ kN} \quad \text{C.V}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment flechissant.

III.2.2.1.2-Classe de la section transversale

Classe de la semelle à la compression :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{160/2}{11.5} = 6.95 \leq 10 \varepsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

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

Classe de l'âme à la flexion :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right)$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{118.22 \times 10^3}{7.5 \times 235} = 67.07 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{271} \left(\frac{271+67.07}{2} \right) = 0.623 > 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13$$

$$\frac{396\varepsilon}{13\alpha-1} = \frac{396 \times 1}{13 \times 0.623 - 1} = 55.78$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1} \quad \text{C.V} \rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

Le profilé est de classe 1.

III.2.2.1.3-Vérification à la compression

Pour les sections de classe 1 :

$$N_{sd} < N_{c,rd} = N_{pl,rd}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62.6 \times 10^2 \times 235}{1} = 1471 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{c,rd} \quad \text{C.V}$$

III.2.2.1.4-Vérification à la flexion :

Section de classe 1 :

$$M_{y,sd} < M_{c,rd} = M_{pl,y,rd}$$

$$M_{c,rd} = M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804.3 \times 235}{1} = 189.01 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} < M_{c,rd} \quad \text{CV}$$

III.2.2.2-Vérification de la traverse aux instabilités

III.2.2.2.1-Vérification au flambement

- Calcul de flambement par rapport à l'axe y-y :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \leq 1$$

Le coefficient du flambement par rapport à l'axe y-y :

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A \beta_A f_y}{N_{cr}}}$$

Avec $\beta_A = 1$ (section de classe 1)

$$L_f = 0.5l = 0.5 \times 8.06 = 4.03 \text{ m} \quad (\text{traverse bi-encasté})$$

$$N_{cr} = \frac{E \pi^2 I_y}{l_f^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4}{4030^2} = 3751 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{1 \times 6260 \times 235}{3751 \times 10^3}} = 0.62 > 0.2$$

Il y a risque de flambement

On a une section laminée en I :

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2.03 > 1.2$$

$$t_f = 11.5 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement α :

$$\alpha = 0.21 \quad (\text{tableau 3})$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y \times (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.62 - 0.2) + 0.62^2] = 0.73$$

$$\chi_y = \frac{1}{[\phi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5} + \phi_y} = \frac{1}{(0.73^2 - 0.62^2)^{0.5} + 0.73} = 0.89 < 1$$

- Calcul de flambement par rapport à l'axe z-z :

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{A\beta_A f_y}{N_{cr}}}$$

Avec $\beta_A = 1$ (section de classe 1)

$L_f = 1.5\text{m}$ (entraxe des pannes)

$$N_{cr} = \frac{E \pi^2 I_z}{l_f^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 768.1 \times 10^4}{1500^2} = 7068.25 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{1 \times 6260 \times 235}{7068.25}} = 0.45 > 0.2$$

Il y a risque de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2.06 > 1.2$$

$$t_f = 11.5 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement α :

$$\alpha = 0.34 \text{ (tableau 3)}$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 0.5 [1 + 0.34 \times (0.45 - 0.2) + 0.45^2] = 0.64$$

$$\chi_z = \frac{1}{[\phi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5} + \phi_z} = \frac{1}{(0.64^2 - 0.45^2)^{0.5} + 0.64} = 0.91 < 1$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.89$$

-Le facteur de moment uniforme équivalent du flambement :

$$B_{MY} = 1.8 - 0.7\Psi \quad \text{pour } -1 < \Psi < 1$$

$$\Psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-0.65}{70.13} = -0.009$$

$$B_{MY} = 1.79$$

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.62 (2 \times 1.79 - 4) + \frac{804.3 - 713.1}{713.1} = -0.13 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y f_y A} = 1 - \frac{(-0.13) \times 118.22 \times 10^3}{0.89 \times 235 \times 6260} = 1.01 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.8043 \times 10^6 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 189 \text{ kN.m}$$

$$\frac{118.22}{0.89 \times 1471.1} + \frac{1.01 \times 70.13}{189} = 0.46 < 1 \quad \text{C.V}$$

III.2.2.2.2-Vérification au Déversement

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes verticales est susceptible de déverser entre les points des maintiens latéraux, donc il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,y,rd}} \leq 1$$

-L'élancement réduit pour le déversement :

Dans le cas des poteaux soumis à des charges distribuées (vent) et doublement encastrés :
 $C_1=0.712$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1 \times \left(\frac{L}{i_z}\right)}{20 \times \left(\frac{h}{e_s}\right)} \right]^{0.25}} = \frac{\frac{1500}{35.5}}{0.712^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{35.5}{11.5}\right)^2 \right]^{0.25}} = 48.8$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ section laminé

$$\tilde{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.5} = \frac{48.8}{93.91} = 0.51 \geq 0.4$$

Avec $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

Il y a risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} \times (\tilde{\lambda}_{LT} - 0.2) + \tilde{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.51 - 0.2) + 0.51^2] = 0.66$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[\phi_{LT}^2 - \tilde{\lambda}_{LT}^2]^{0.5} + \phi_{LT}} = \frac{1}{(0.67^2 - 0.51^2)^{0.5} + 0.66} = 0.93$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{MY} = 1.8 - 0.7\Psi = 1.79$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \tilde{\lambda}_{LT} \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.51 \times 1.79 - 0.15 = -0.095 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_z f_y A} = 1 - \frac{(-0.095) \times 118.22 \times 10^3}{0.91 \times 235 \times 6260} = 1 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{118.22}{0.91 \times 1471.1} + \frac{1 \times 70.13}{0.93 \times 189} = 0.48 < 1 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de déversement.

III.3-Vérification des assemblages

Les assemblages sont classés en deux : mécaniques (boulons, vis.) et adhérents ou cohésifs (soudure, collage). Le dispositif d'assemblage assure la solidarisation des pièces entre elles, permet une transmission optimale et une juste répartition des différentes sollicitations.

III.3.1-Assemblage poteau-traverse

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau, un jarret est installé sous la traverse ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant pour assurer une meilleure résistance aux flexions.

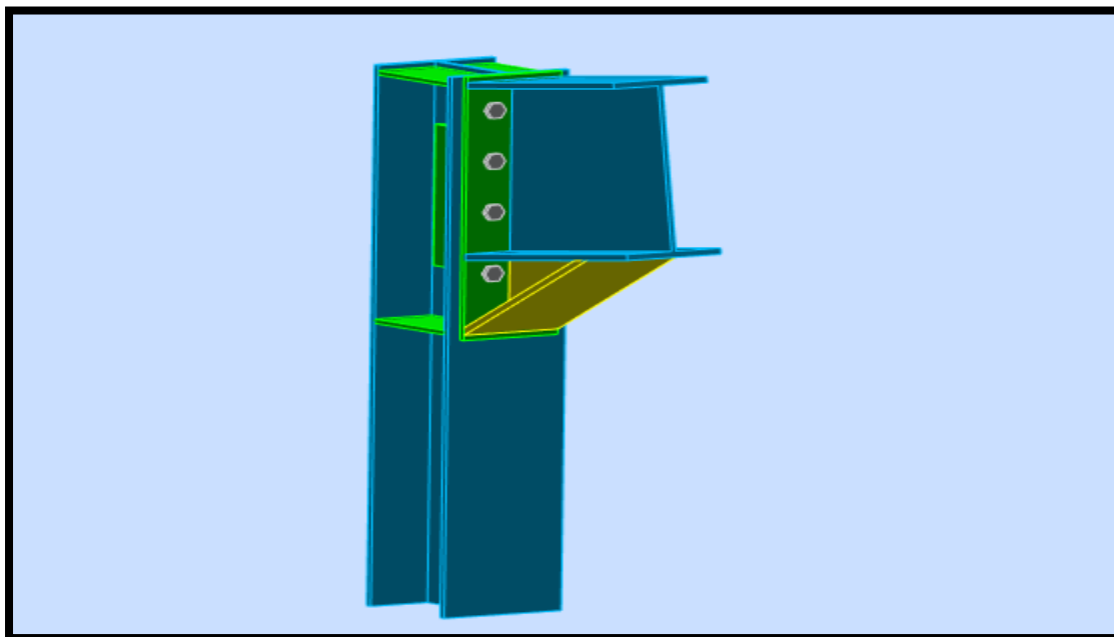


Figure III.3.1 : Vue de l'assemblage.

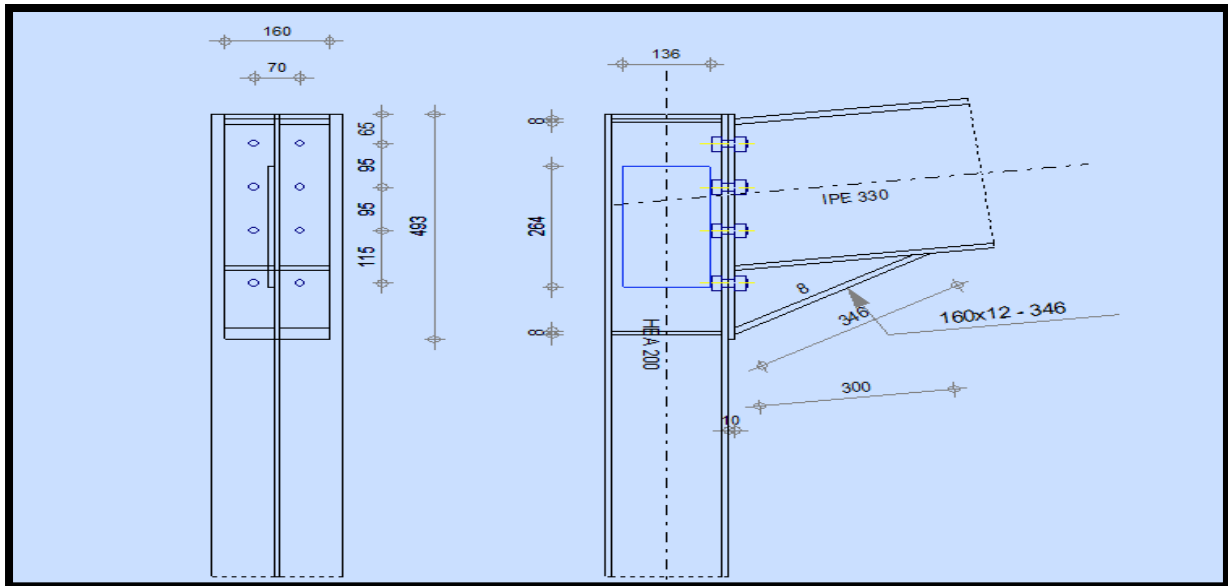


Figure III.3.2 : Schéma de l'assemblage.

Les efforts sollicitant de l'assemblage :

$$V_{sd} = 26.19 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 61.94 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 3.99 \text{ kN}$$

III.3.1.1-Vérification de la soudure de la platine

III.3.1.1.1-Cordon de soudure

Soudure de la semelle de la poutre sur la platine :

-épaisseur de la platine : 10mm

-épaisseur de la semelle IPE330 : $t_f = 11.5 \text{ mm}$

-épaisseur de l'âme IPE330 : $t_w = 7.5 \text{ mm}$

$$a_f > t_{fb} \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\beta_w \gamma_{M2}}{f_u \sqrt{2}} \right) = \frac{235}{1} \left(\frac{0.8 \times 1.25}{360 \sqrt{2}} \right) \times 11.5 = 5.3 \text{ mm}$$

avec : $\beta_w = 0.8$ pour l'acier S235

On prend $a_f = 9 \text{ mm}$

Soudure de l'âme de la poutre sur la platine :

$$a_w > t_{wb} \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\beta_w \gamma_{M2}}{f_u \sqrt{2}} \right) = \frac{235}{1} \left(\frac{0.8 \times 1.25}{360 \sqrt{2}} \right) \times 7.5 = 3.46 \text{ mm}$$

On prend $a_w = 6 \text{ mm}$

III.3.1.1.2-Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{61.94}{0.49} = 126.4 \text{ kN}$$

$$f_{w,rd} = \frac{a \cdot \sum l \cdot f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{9 \times 320 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 733.25 \text{ kN} > N_{sd} \quad \text{C.V}$$

III.3.1.1.3-Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} < F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \cdot \sum l \cdot f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{9 \times 542 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 675.91 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < F_{v,rd} \quad \text{c.V}$$

III.3.1.2-Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans le même assemblage des boulons de diamètres différents On prend deux fils de 4 boulons 10.9 de diamètre 16mm (ordinaire).

$$t = \min (t_f ; t_{\text{platine}})$$

$$d_0 = d + 2 = 18 \text{ mm}$$

Entraxes p_1 et p_2 :

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 39.6 \leq p_1 \leq 140$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 54 \leq p_2 \leq 140$$

On prend : $p_1 = 95 \text{ mm}$ et $p_2 = 70 \text{ mm}$

Pinces e_1 et e_2 :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21.6 \leq p_1 \leq 120$$

$$3d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 27 \leq p_2 \leq 120$$

On prend : $e_1 = 65 \text{ mm}$ et $e_2 = 45 \text{ mm}$

-Calcul de la haute de la platine comprimée :

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 11.5 \sqrt{\frac{160}{7.5}} = 53.11 \text{ mm}$$

III.3.1.3-Vérification des boulons ordinaires à la sécurité

III.3.1.3.1-Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 1000 \times 157}{1.25} = 94.2 \text{ kN} \geq N_{sd} \quad \text{C.V}$$

-Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \geq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{A \cdot f_{ub} \cdot \alpha_v}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \times 100 \times 201}{1.25} = 96.48 \geq N_{sd} \quad \text{C.V}$$

III.3.1.3.2-Vérification à la pression diamétrale

$$F_b = 2.5 \alpha f_u d \left(\frac{t}{\gamma_{Mb}} \right) = 2.5 \times 0.6 \times 360 \times 18 \times \frac{10}{1.5} = 25.92 \text{ kN} \geq N_{sd} \quad \text{C.V}$$

III.3.1.3.3-Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} < F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{k_c b_{eff} t_{wc} f_y l}{\gamma_{M0} \sqrt{(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h} \right)^2)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_f = 11.5 + 2 \times 9\sqrt{2} + 5(10 + 18) + 2 \times 10 = 187 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,rd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot z_{max}}{I_y} = \frac{26.19}{53.8} + \frac{61.94 \times 10^2 \times 58.25}{3692} = 97.3 \text{ Mpa}$$

$$0.7f_y = 164.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,rd} < 0.7f_y \rightarrow k_c = 1$$

$$\lambda_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} d_{wc} f_y}{E t_{wc}^2}} = 0.932 \sqrt{\frac{18.7 \times 13.4 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 1^2}} = 0.45 \leq 0.72$$

avec $L = 1$

$$F_{c,rd} = \frac{1 \times 1 \times 18.7 \times 1 \times 23.5}{1 \sqrt{(1 + 1.3(18.7/33)^2)}} = 369.1 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d^2}$$

$$d_1 = 418 \text{ mm}$$

$$d_2 = 323 \text{ mm}$$

$$d_3 = 228 \text{ mm}$$

$$d_4 = 113 \text{ mm}$$

$$N_1 = \frac{61.94 \times 0.418}{1082^2} = 22.11 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{61.94 \times 0.323}{1082^2} = 17.09 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{61.94 \times 0.223}{1082^2} = 12.06 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{61.94 \times 0.113}{1082^2} = 5.97 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 22.11 + 17.09 + 12.06 + 5.97 = 57.28 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < F_{c,rd} \quad \text{C.V}$$

III.3.1.3.4-Vérification à la résistance de l'âme du Poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10 \times 95 \times 235}{1} = 223.25 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{61.94}{0.8 - 0.115} = \text{ kN}$$

III.3.1.3.5-Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = 0.58 f_y \cdot h \cdot \frac{t_w}{\gamma_{M0}} = 0.58 \times 235 \times 300 \times 10 / 1 = 408.9 \text{ kN}$$

III.3.2-Ancrage pieds de poteaux (encastré)

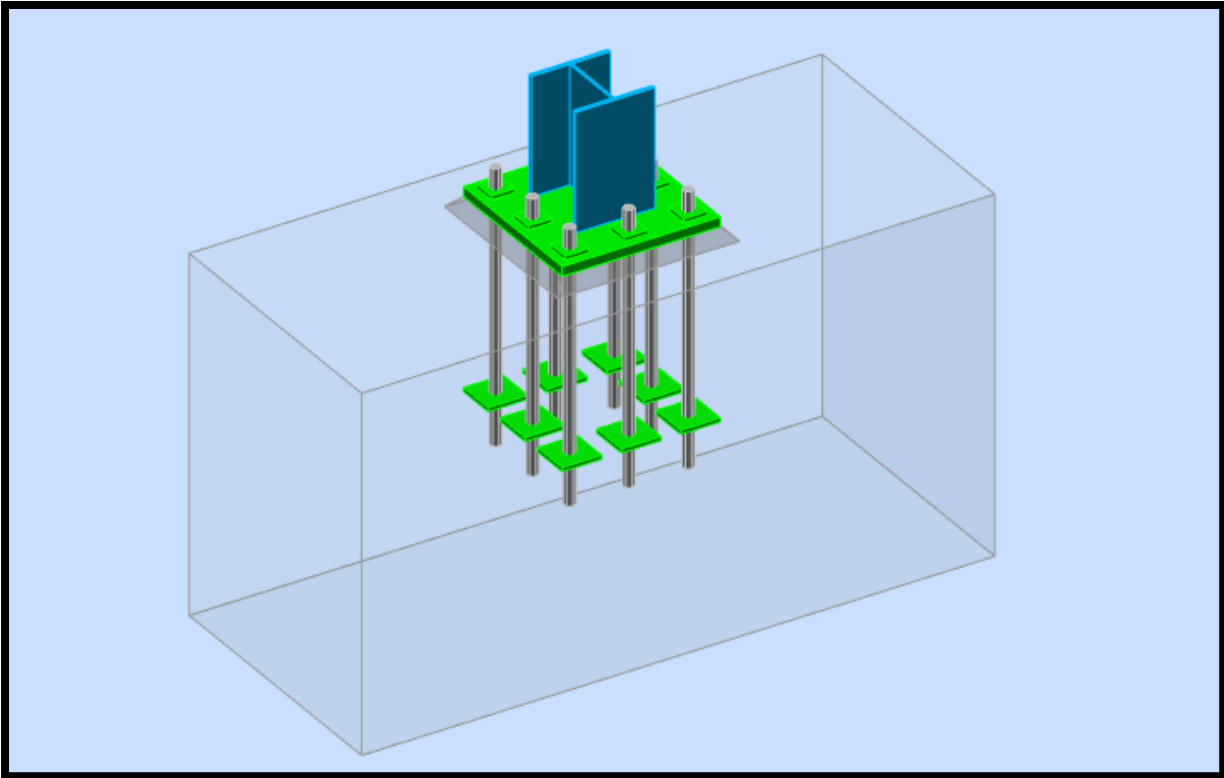


Figure III.3.4 : Vue d'assemblage pieds de poteau encastré.

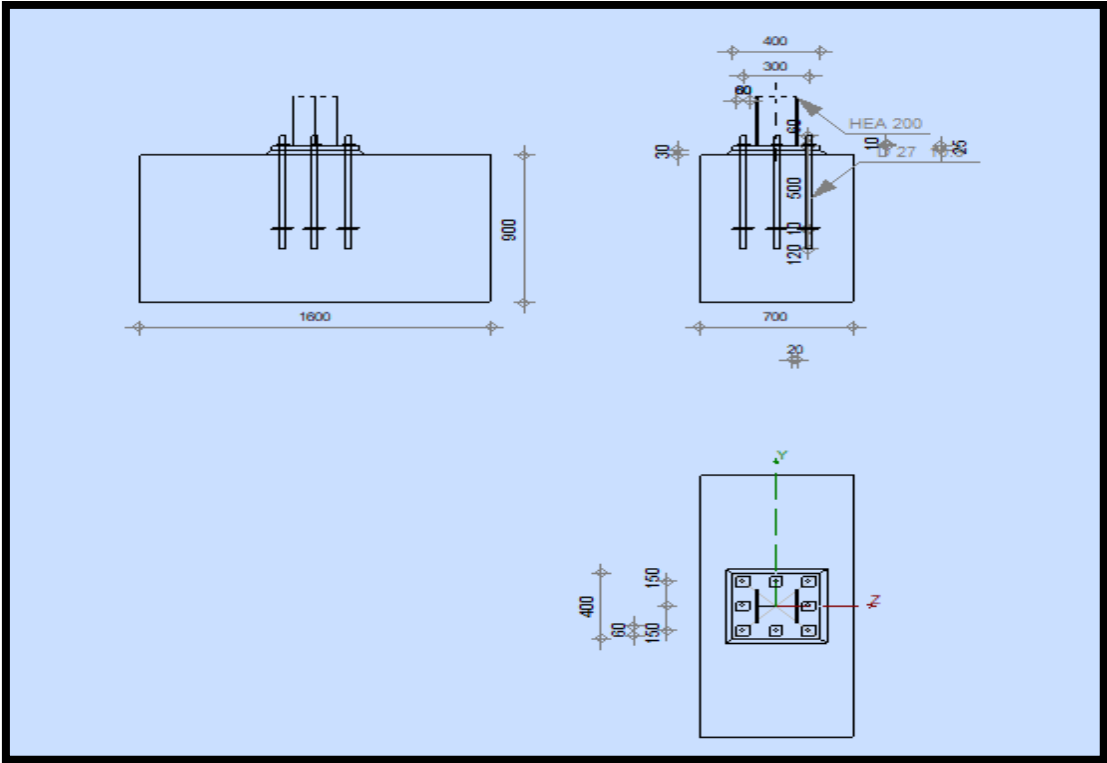


Figure III.3.5 : schéma d'assemblage pieds de poteau encastré.

-Efforts sollicitants :

$$N_{sd} = 19.74 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 22.66 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 36.77 \text{ kN.m}$$

III.3.2.1-Dimensionnement de la plaque d'assise

III.3.2.1.1-Cordon de soudure

La semelle (HEA200) :

$$a_s \geq 0.7t_f = 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

On prend $a_s = 8 \text{ mm}$

L'ame :

$$a_a \geq 0.7 t_w = 0.7 \times 6.5 = 4.65 \text{ mm}$$

On prend $a_a = 8 \text{ mm}$

III.3.2.1.2-Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$f_{w,rd} = \frac{a \cdot \sum l \cdot f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{8 \times 655 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 1333.9 \text{ kN} > N_{sd} \quad \text{C.V}$$

III.3.2.1.3-Résistance du matériau de scellement

$$f_{jd} = \beta_i \alpha f_{cd}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

β_i : coefficient relative à la liaison égale à 2/3

α : le facteur de concentration pris égale à 1.5

f_{cd} : la résistance du béton à la compression

f_{ck} : résistance du béton à la compression en 28 jours prise à 25 Mpa

$$f_{cd} = 25/1.5 = 16.67 \text{ Mpa}$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ Mpa}$$

-Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

$$A_{c0} = \max \left(\frac{1}{h b} \times \left(\frac{N_{sd}}{f_j} \right)^2 ; \frac{N_{sd}}{f_j} \right) = \max \left(\frac{1}{190 \times 200} \times \left(\frac{19.74}{16.74} \right)^2 ; \frac{19.74}{16.74} \right)$$

$$A_{c0} = \max (32207 \text{ mm}^2; 1184.16 \text{ mm}^2) = 32207 \text{ mm}^2$$

Choix type de la plaque d'assise :

$A_{c0} < 0.95 h b = 0.95 \times 190 \times 200 = 36100 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte soit choisie comme suivant :

$$b_p \geq b + 2t_f = 200 + 2 \times 10 = 220 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 190 + 2 \times 10 = 210 \text{ mm}$$

-Détermination de la longueur d'appui additionnelle C :

$$C = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4Ac}}{2A}$$

Avec : $A = 2$

$$B = -(b - t_w + h) = -385$$

$$c = \frac{N_{sd}}{2f_j} - (2b \cdot t_f + 4 \times t_f^2 + 0.5h \cdot t_w - t_f \cdot t_w)$$

$$c = \frac{19740}{2 \times 16.67} - (2 \times 190 \times 10 + 4 \times 10^2 + 0.5 \times 190 \times 6.5 - 10 \times 6.5) = -4360.41$$

$$C = \frac{+383.5 - \sqrt{(-383.5)^2 - 4 \times 2 \times (-4360.41)}}{2 \times 2} = 49$$

-Calcul de la largeur d'appui additionnelle C :

En prenant $t = 25 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise

$$C = t \left(\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 25 \left(\frac{235}{3 \times 16.67 \times 1} \right)^{0.5} = 54.2 \text{ mm}$$

$$C = 54.2 \text{ mm} < \left(\frac{h - 2t_f}{2} \right) = \frac{200 - 2 \times 10}{2} = 85 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ailes en compression pour les tronçons des semelles.

-Calcul de la section efficace A_{eff} :

$$A_{eff} = 2(2 + 2\beta_c) (C + \beta_c + t_f) + (h - 2C - 2t_f) (2C + t_w)$$

Avec : $\beta_c = 108 \text{ mm}$

$$A_{eff} = 2(2 + 108) (49 + 108 + 10) + (190 - 2 \times 49 - 2 \times 10) (2 \times 49 + 6.5) = 145851 \text{ mm}^2$$

-Calcul de la résistance à l'effort axial N_{rd}

$$N_{sd} \leq N_{rd}$$

Avec : $N_{rd} = A_{eff} f_{jd} = 145821 \times 16.67 = 2430.836 \text{ kN} > N_{sd}$ C.V

-Clacul du moment de flexion M_{rd} :

$$M_{rd} = \frac{t^2 f_y}{6\gamma_{M0}} = \frac{25^2 \times 235}{6 \times 1} = 24.5 \text{ kN.m/m}$$

-Clacul du moment de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) f_y}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{49^2}{2}\right) 235}{147821} = 0.19 \text{ kN.m/m} \leq M_{rd} \quad \text{C.V}$$

III.3.2.1.4-Vérification à la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Avec : $F_{v,rd} = C_{fd} \cdot N_{sd} = 0.3 \times 19.74 = 5.92 \text{ kN}$ C.N.V

Les tiges d'ancrages vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

III.3.2.1.5-Disposition constructive

$$t = t_p = 25 \text{ mm}$$

$$d_0 = d + 3 = 27 + 3 = 30 \text{ mm}$$

-Entraxes p_1 et p_2 :

$$3d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \rightarrow 90 \leq p_1 \leq 350$$

On prend $p_1 = 150 \text{ mm}$ ($p_1 = p_2$)

-Pinces e_1 et e_2 :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \rightarrow 36 \leq e_1 \leq 300$$

On prend $e_1 = 150 \text{ mm}$ ($e_1 = e_2$)

III.3.2.2-Résistance de tiges d'ancrage au cisaillement :

$$N_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Avec : $F_{v,rd} = F_{f,rd} + n F_{vb,rd}$

$F_{f,rd}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

n : nombre de tiges situés dans l'assemblage, il y a 8

$$F_{f,rd} = 0.3 N_{sd} = 5.92 \text{ kN}$$

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{cb} f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb}$$

Pour les tiges M27 classe 10.9 :

$$A_s = 459 \text{ mm}^2$$

$$f_{yb} = 900 \text{ Mpa}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$$

$$F_{vb,rd} = \frac{0.17 \times 1000 \times 450}{1.25} = 91.8 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = 5.92 + 8 \times 91.8 = 740.32 \text{ kN} > V_{sd} \quad \text{C.V}$$

III.3.2.3-Vérification de la tige d'ancrage à la résistance

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n}}{F_{vb,rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n}}{N_{t,rd}} \leq 1$$

$$N_{t,rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 0.55 \frac{0.9 \times 1000 \times 450}{1.25} = 280.9 \text{ kN}$$

$$\frac{22.66}{740.32} + \frac{19.74}{280.9} = 0.012 \leq 1 \quad \text{C.V}$$

III.3.2.4-Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

$$\frac{N_{sd}}{8} \leq F_{anc,rd} \quad (\text{pour les boulons d'ancrage})$$

Avec : $F_{anc,rd}$: la résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage.

$$F_{anc,rd} = \pi d f_{bd} \times (l_1 + 6.4r + 3.5 l_2)$$

Avec :

$$l_1 = 20 \times d = 20 \times 27 = 540 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2 \times d = 2 \times 27 = 54 \text{ mm}$$

$$r = 3 \times d = 3 \times 27 = 81 \text{ mm}$$

$$F_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ Mpa}$$

$$F_{anc,rd} = \pi \times 27 \times 1.2 \times (540 + 6.4 \times 81 + 3.5 \times 54) = 126.9 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{8} = \frac{19.74}{8} = 2.47 \text{ kN} < F_{anc,rd} \quad \text{C.V}$$

III.4-Calcul d'alpha critique :

On doit vérifier si les effets de second ordre doivent être pris en compte.

III.4.1-La charge horizontale

L'imperfection initiale globale :

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_m \times \alpha_h$$

$$\phi_0 = \frac{1}{200} = 0,005$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}} = \frac{2}{\sqrt{8}} = 0.707$$

$$\text{Avec : } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$$G = 24.26 \text{ KN}$$

$$Q = 2.19 \text{ KN}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 \times 24.26 + 1.5 \times 2.19$$

$$q = 36.036$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0.866$$

$$\phi = \frac{1}{200} \times 0.866 \times 0.707$$

$$\phi = 0.00306$$

III.4.2-Alpha critique

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H}{\delta}\right) \times \left(\frac{h}{V}\right)$$

Avec :

$$H = 11.26 \text{ KN}$$

$$\delta = 4.5 \text{ cm}$$

$$V = 5 \times 36.036$$

$$V = 180.18 \text{KN}$$

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{11.26}{4.5} \right) \times \left(\frac{800}{180.18} \right)$$

$$\alpha_{cr} = 11.10 > 10$$

Conclusion

Analyse élastique → La structure est rigide.

Chapitre IV

Etude sismique

IV-Introduction

Afin de faire cette étude, il existe trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien (RPA 99-Version 2003).

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Notre choix va être l'analyse spectrale modale.

IV.1-Principe de la méthode modale spectrale

Elle consiste à déterminer les périodes d'oscillation des structure (analyse modale), on lit sur le spectre l'accélération en réponse supposée maximale (analyse spectrale).

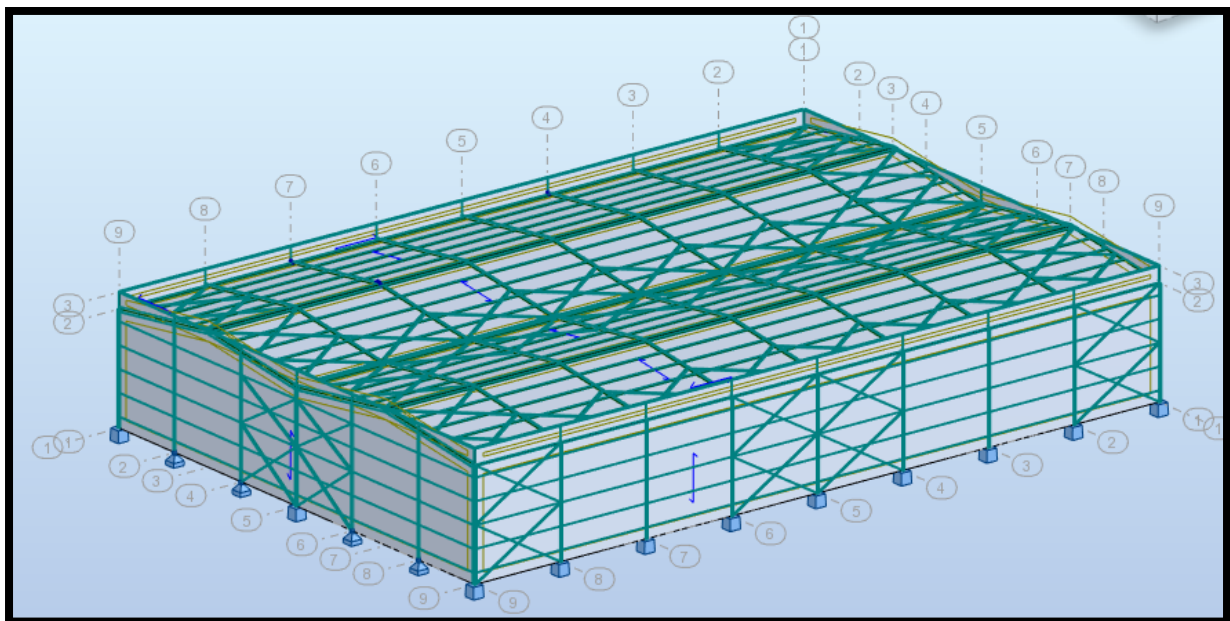


Figure IV.1 : vue en 3D de la structure.

IV.2-Critère de classification selon RPA99V2003

- Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 2.
- Classification de la zone sismique : zone II (Oran : sismique moyenne figure 3.1).
- Classification de site : catégorie S3 (site meuble).
- Classification des systèmes de contreventement : 9-a (système ossature contreventé par palés triangulés en X).

-Vérification de la force sismique à la base (paragraphe 4.3.2) :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (tableau 4.1) $\rightarrow A = 0.15$

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, des fonctions de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{2/3} \quad T \geq 3.0s$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site (tableau 4.7) site meuble S_3 :

$$T_2 = 0.5s$$

η : facteur de correction d'amortissement (Tableau 4.2 RPA99/V2003) avec pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$ acier dense) (tableau 4.2).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 1$$

T : Période fondamentale de la structure, elle est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

h_n = hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau

$$h_n = 8m$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement, de type remplissage et donné par le tableau 4.6. Dans notre cas on a un portique auto stable en acier sans maçonnerie

$$C_t = 0.085$$

$$T = 0.085 \times 8^{3/4} = 0.4s$$

$$0 \leq 0.4 \leq 0.5s \text{ donc } D = 2.5 \eta = 2.5 \times 1 = 2.5$$

R : coefficient de comportement : (à écrire)

$$R = 4 \text{ (tableau 4.3)}$$

Q : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

W : poids propre total de la structure (donné par le Robot) W=122462,2Kg

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4

$$V = \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 122462,2 = 13202,95 \text{ daN}$$

$$V_x = 3006 \text{ daN}$$

$$V_y = 4420 \text{ daN}$$

IV.3-L'analyse modale spectrale

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13) \text{ (RPA99)}$$

Etude comparative d'une halle métallique selon l'EC3 et l'AISC

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (Spectre RPA99)

On doit vérifier que $T_{\text{robot}} \leq 1.3T$ si ça ne vérifie pas une addition des contreventements est nécessaire ou bien le changement de section.

$$0.36s \leq 1.3 \times 0.4 = 0.52 \quad \text{C.V}$$

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
26/ 1	1,23	0,81	0,00	58,55	0,0	0,00	58,55	0,0	122462,74	122462,74	0,0
26/ 2	1,24	0,80	0,00	58,55	0,0	0,00	0,00	0,0	122462,74	122462,74	0,0
26/ 3	1,27	0,79	0,00	80,40	0,0	0,00	21,86	0,0	122462,74	122462,74	0,0
26/ 4	1,28	0,78	0,00	80,40	0,0	0,00	0,00	0,0	122462,74	122462,74	0,0
26/ 5	1,30	0,77	0,00	86,60	0,0	0,00	6,20	0,0	122462,74	122462,74	0,0
26/ 6	1,32	0,75	0,00	86,60	0,0	0,00	0,00	0,0	122462,74	122462,74	0,0
26/ 7	1,35	0,74	0,00	86,77	0,0	0,00	0,17	0,0	122462,74	122462,74	0,0
26/ 8	2,63	0,38	65,06	86,77	0,0	65,06	0,00	0,0	122462,74	122462,74	0,0
26/ 9	4,11	0,24	65,06	86,77	0,0	0,00	0,00	0,0	122462,74	122462,74	0,0
26/ 10	4,12	0,24	65,06	86,77	0,0	0,00	0,00	0,0	122462,74	122462,74	0,0

Tableau IV.2 : La période sans addition des contreventements.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
24/ 1	2,81	0,36	2,11	0,18	0,0	2,11	0,18	0,0	131933,64	131933,64	0,0
24/ 2	3,31	0,30	39,03	17,27	0,0	36,92	17,09	0,0	131933,64	131933,64	0,0
24/ 3	3,38	0,30	58,04	50,86	0,0	19,01	33,58	0,0	131933,64	131933,64	0,0
24/ 4	3,96	0,25	58,09	50,97	0,0	0,05	0,11	0,0	131933,64	131933,64	0,0
24/ 5	4,08	0,25	58,10	52,84	0,0	0,01	1,87	0,0	131933,64	131933,64	0,0
24/ 6	4,11	0,24	58,12	52,85	0,0	0,02	0,01	0,0	131933,64	131933,64	0,0
24/ 7	4,12	0,24	58,16	52,87	0,0	0,04	0,03	0,0	131933,64	131933,64	0,0
24/ 8	4,12	0,24	58,24	52,93	0,0	0,08	0,05	0,0	131933,64	131933,64	0,0
24/ 9	4,13	0,24	58,38	52,93	0,0	0,14	0,00	0,0	131933,64	131933,64	0,0
24/ 10	4,13	0,24	58,39	52,93	0,0	0,01	0,00	0,0	131933,64	131933,64	0,0

Tableau IV.3 : La période après l'addition des contreventements.

-Vérification du déplacement δ :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement du aux force sismique

δ_{ek}	R	δ_k	$1\%h_k$	Condition
3.5	4	14	8	vérifiée

Tableau IV.4 : Déplacement Suivant x.

δ_{ek}	R	δ_k	$1\%h_k$	Condition
1.6	4	6.4	8	vérifiée

Tableau IV.5 : Déplacement Suivant y.

IV.4-Conclusion

La période fondamentale de la structure est inférieur à la période empirique du RPA99 après l'addition des contreventements.

Chapitre V

Calcul au feu

V.1-Calcul au feu d'une poutre non protégée

Le transfert de chaleur dans la poutre est déterminé à partir la méthode de calcul pas-à-pas et la résistance structurale de la poutre à température élevée suivant le modèle de calcul simple pour des éléments fléchis (EN1993-1-2).

Les charges :

$$G = 3 \text{ kN}$$

$$Q = 2.19 \text{ kN}$$

Nuance de l'acier : S235

Densité : 7850 kg/m³

Coefficients partiels de sécurité :

$$\gamma_G = 1.35$$

$$\gamma_Q = 1.5$$

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$\gamma_{M,fi} = 1$$

V.1.2-Sollicitation à température normale

$$v_k = g_k + q_k = 3 + 2.19 = 5.19 \text{ kN}$$

-La valeur de calcul de la charge :

$$V_d = g_k \gamma_G + q_k \gamma_Q = 3 \times 1.35 + 2.19 \times 1.5 = 7.33 \text{ kN}$$

-Le moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_{Ed} = \frac{1}{12} \times v_d l^2 = \frac{1}{12} \times 7.33 \times 8.06^2 = 39.68 \text{ kN.m (Pour une poutre hyperstatique).}$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \times v_d l = \frac{1}{2} \times 7.33 \times 8.06 = 29.53 \text{ kN}$$

Résistance à flexion :

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 189 \text{ kN.m} > M_{Ed} \quad \text{C.V}$$

Résistance à l'effort tranchant :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 417.88 \text{ kN} > V_{Ed} \quad \text{C.V}$$

V.1.3-L'ELS (la flèche)

$$\delta = \frac{5 \times v_k l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\delta = \frac{5 \times 8.05 \times 8.06^2}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 11770 \times 10^4} = 12.39 \text{ mm} < 32 \text{ mm} \quad \text{C.V}$$

La section est satisfaisante à température normale.

V.1.4-Calcul en situation d'incendie

$$\eta_{fi} = \frac{g_k + \Psi q_k}{g_k \gamma_G + q_k \gamma_Q} = \frac{3 + (0.8 \times 2.19)}{3 \times 1.35 + 2.19 \times 1.35} = 0.67$$

Avec : $\Psi=0.8$ (selon l'EN 1991-1-2, catégorie E : stockage)

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} M_{Ed} = 0.67 \times 39.68 = 26.58 \text{ kN.m}$$

$$V_{fi,Ed} = \eta_{fi} V_{Ed} = 0.67 \times 29.53 = 19.785 \text{ kN}$$

V1.5-Evaluation de la température de la poutre

$$\frac{A_m}{V} = \frac{3b + 2(h - t_w - 4r) + 2\pi r}{A} = \frac{3 \times 160 + 2(330 - 7.5 - 4 \times 18) + 2\pi \times 18}{6260} = 0.17 \text{ mm}^{-1} = 170 \text{ mm}^{-1}$$

$$k_{sh} = 0.9 \times \frac{\left(\frac{A_m}{V}\right)b}{\frac{A_m}{V}} = 0.9 \times \frac{b+2h}{A} = 0.9 \times \frac{160 + 2 \times 330}{6260} = 0.69$$

En utilisant la courbe température-temps de l'acier on peut tirer la température de l'acier :

$$\text{à } t=15 \text{ min} \quad \rightarrow \quad \theta_a = 614^\circ\text{C}$$

min	sec	t min	θ_g °C	$h_{net,r}$ W/m ²	$h_{net,c}$ W/m ²	$h_{net,d}$ W/m ²	c_a J/kg°C	$\Delta_{a,t}$ °C	$\theta_{a,t}$ °C
	0	0	20,0	0	0	0	440	0,0	20,0
	5	0,0833	96,5	448	1913	2361	440	0,0	20,0
	10	0,1667	147,0	940	3163	4103	440	0,4	20,4
	15	0,2500	184,6	1443	4086	5529	440	0,7	21,2
	20	0,3333	214,7	1944	4813	6756	441	1,0	22,2
14	40	14,6667	735,2	17397	3249	20646	762	2,2	605,3
14	45	14,7500	736,1	17301	3216	20517	764	2,2	607,4
14	50	14,8333	736,9	17205	3184	20389	766	2,1	609,6
14	55	14,9167	737,7	17109	3151	20260	767	2,1	611,7
15	00	15,0000	738,6	17013	3119	20132	769	2,1	613,8
15	05	14,0833	739,4	16916	3088	20004	771	2,1	615,9

Tableau V.1 : Calcul de température de l'acier.

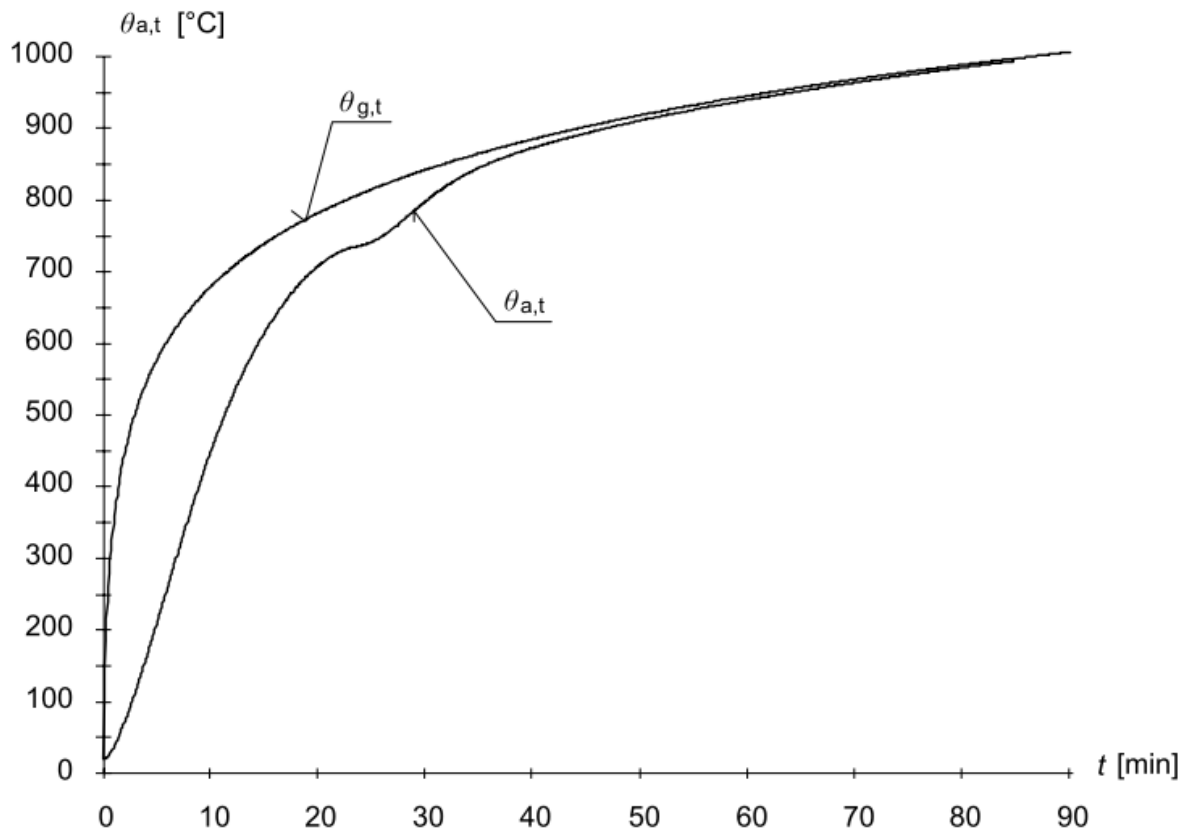


Figure V.1 : Courbes température-temps de l'acier et des gaz.

V-1-6-Vérification dans le domaine de résistance

Classement à température élevée :

L'élançement de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{160/2}{11.5} = 6.95 \leq 9\epsilon$$

La limite pour la classe 1 est 9ϵ , pour le calcul au feu $\epsilon=0.85$ fois la valeur pour le calcul normal :

$$9 \times 0.85 \times 0.924 = 7.07 > 6.95 \quad \rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

L'élançement de l'âme à la flexion :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 72\epsilon$$

$$72 \times 0.85 \times 0.924 = 56.5 > 36.13 \quad \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

La section est de classe 1 à la température élevée.

-Le moment résistant de calcul durant l'exposition au feu :

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{k_1 k_2} \times \frac{k_{y,\theta} w_{pl,y} f_y}{\gamma_{Mfi}}$$

$$k_{y,\theta} = 0.435 \quad \text{Pour } \theta_a = 614^\circ\text{C}$$

$$k_1 = 0.7 \quad (\text{facteur d'adaptation pour une poutre non protégée au feu}).$$

$$k_2 = 0.85 \quad (\text{à l'appui d'une poutre hyperstatique}).$$

$$M_{fi,rd} = \frac{1}{0.7 \times 0.85} \times \frac{0.435 \times 8.04 \times 10^3 \times 235}{1} = 138.45 \text{ kN.m} > M_{fi,Ed}$$

-La résistance de calcul au feu à l'effort tranchant :

$$V_{fi,rd} = k_{y,\theta} \times \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{Mfi}} = \frac{0.435 \times 30.8 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 182.2 \text{ kN} > V_{fi,Ed} \quad \text{C.V}$$

La section est donc satisfaisante pour le calcul au feu.

V-2-Calcul au feu pour Poteau

Les réactions :

$$R_{G,k} = 55.9 \text{ kN}$$

$$R_{Q,k} = 4.62 \text{ kN}$$

V-2-1-Sollicitation à température normale :

$$N_{Ed} = R_{Ed} = R_{G,k} \gamma_G + R_{Q,k} \gamma_Q = 55.9 \times 1.35 + 4.62 \times 1.5 = 82.39 \text{ kN}$$

-Calcul à température normale :

Notre profilé HEA200 est de classe 1.

$$L_{cr,y} = 0.5l = 0.5 \times 7 = 3.5\text{m}$$

$$L_{cr,z} = 0.7l = 0.7 \times 7 = 4.9\text{m}$$

On prend $L_{cr,z}$ le cas le plus défavorable.

-L'effort normal critique élastique pour le calcul à température normale :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 13.36 \times 10^4}{4900^2} = 1153.3 \text{ kN}$$

-l'élancement réduit :

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{53.8 \times 10^2 \times 235}{1153.3 \times 10^3}} = 1.04$$

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 < 1.2 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.49$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha \times (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 0.5 [1 + 0.49 \times (1.04 - 0.2) + 1.04^2] = 1.246$$

$$\chi_z = \frac{1}{[\phi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5} + \phi_z} = \frac{1}{(1.246^2 - 1.04^2)^{0.5} + 1.246} = 0.72 < 1$$

La section est vérifiée à l'ELU pour le calcul à température normale.

$$N_{b,rd} = \chi_z \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = 653.64 \text{ kN} > N_{Ed} \quad \text{C.V}$$

La section est satisfaisante pour le calcul à température normale.

V-2-2-Calcul en situation d'incendie

Sollicitation de calcul en situation d'incendie :

$$\eta_{fi} = \frac{g_k + \Psi q_k}{g_k \gamma_G + q_k \gamma_Q} = \frac{55.9 + (0.8 \times 4.62)}{55.9 \times 1.35 + 4.62 \times 1.35} = 0.72$$

Avec : $\Psi = 0.8$

$$N_{fi,Ed} = \eta_{fi} N_{Ed} = 0.72 \times 82.99 = 59.6 \text{ kN}$$

-Evaluation de la température du poteau :

$$\left(\frac{A_m}{V}\right)_b = \frac{b + 2h}{A} = \frac{200 + 2 \times 190}{53.5 \times 10^2} = 0.107 \text{ mm}^{-1} = 107 \text{ m}^{-1}$$

$$0.9 \left(\frac{A_m}{V}\right)_b = 0.9 \times 0.107 = 0.097 \text{ mm}^{-1} = 97 \text{ m}^{-1}$$

En utilisant la courbe température-temps de l'acier on peut tirer la température de l'acier :

$$\text{à } t = 15 \text{ min} \quad \rightarrow \quad \theta_a = 565^\circ\text{C}$$

-Vérification dans le domaine de résistance :

-La résistance de calcul à $\theta_a = 565^\circ\text{C}$:

$$N_{b,fi,Ed} = \chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{Mfi}} = 0.51 \times 53.8 \times 10^2 \times 0.578 \times \frac{235}{1} = 377.8 \text{ kN} > N_{fi,Ed} \quad \text{C.V}$$

La section est satisfaisante pour la situation de calcul au feu.

V.3- Conclusion

Les sections résistent au feu R15, Puis que notre hangar est destiné pour stocker des matériaux combustible on propose des poteaux mixte acier béton.

Chapitre VI

Dimensionnement d'une halle métallique selon l'AISC

Introduction

Ce présent chapitre fournit le calcul de structure selon les normes américaines AISC et consiste à vérifier la résistance et la stabilité d'un hangar métallique, ainsi le dimensionnement des éléments composant le hangar comme déjà mentionné dans le chapitre précédant.

VI.1- Vérification des traverses

Sont des IPE 330 de longueur $L=8.06\text{m}$, bi-encastés leurs extrémités.

Les efforts maximums sur les travers en LRFD calculés pas ROBOT sont :

$$P_r = 100,53 \text{ KN}$$

$$V_{ry} = 0 \text{ KN}$$

$$V_{rz} = 23,98 \text{ KN}$$

$$M_{ry} = 67,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{rz} = 0 \text{ KN.m}$$

VI.1.1-Vérification au cisaillement :

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

Dans le cas ou le cisaillement est sans champ d'action de traction [8] :

$$V_n = 0,6 A_w C_{v1}$$

Avec A_w : Section de l'âme

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

$$A_w = d \times t_w = 329.94 \times 7.62 = 2514.2 \text{ mm}^2$$

Détermination du C_{v1} :

$$\text{Vérifier : } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

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

t_w : Epaisseur de l'âme

$$\frac{h}{t_w} = \frac{307.08}{7.63} = 40,29$$

$$2.24 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 66.96$$

Ainsi : $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ est vérifié

Donc $\phi_v = 1.00$ et $C_{v1} = 1$

$$V_n = 0.6 A_w C_{v1}$$

$$V_n = 0.6 \times 235 \times 2514,2 \times 1$$

$$V_n = 354.5 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 354.5 = 354,5 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n > V_r \quad \text{C.V}$$

VI.1.2-Vérification des traversasses à la flexion et la compression

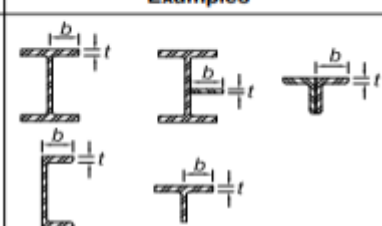
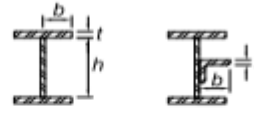
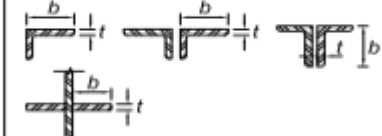

TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from 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	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^(a)	
	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 VI.1.1 : Rapports largeur épaisseur pour un élément soumis à la compression [6]

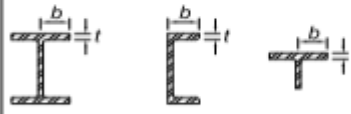
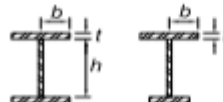




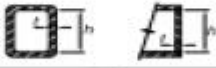


TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	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	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ ^{(a) [b]}	

Tableau VI.1.2 : Rapport largeur épaisseur pour les semelles d'un élément soumis à la flexion[6].

TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
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_w/t_w	$\frac{h_w}{h_c} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ^(a) $\left(0.54 \frac{M_p}{M_e} - 0.09 \right) \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
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	$0.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
21	Flanges of box sections	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

^(a) $\lambda_c = 4.71 \sqrt{E/F_y}$, shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.
^(b) $F_L = 0.7F_y$ for slender web I-shaped members and major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xc}/S_{xt} \geq 0.7$; $F_L = F_y S_{xc}/S_{xt} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xc}/S_{xt} < 0.7$, where S_{xc} , S_{xt} = elastic section modulus referred to compression and tension flanges, respectively, in² (mm²).
^(c) M_p is the moment at yielding of the extreme fiber. $M_e = F_y Z_x$, plastic bending moment, kip-in. (N-mm), where Z_x = plastic section modulus taken about x-axis, in³ (mm³).
 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 VI.1.3 : Rapport largeur épaisseur pour l'âme d'un élément soumis à la flexion[6].

Calcul de la résistance axiale P_c :

Etude comparative d'une halle métallique selon l'EC3 et l'AISC

La résistance nominale à la compression doit être la plus petite valeur obtenue pour les états

Limites applicables de flambement par flexion, de torsion et de flexion-torsion (déversement).

$$P_c = \phi_c P_n \quad \text{Avec } \phi_c = 0.90$$

Classe de la section transversale :

Selon le tableau B4.1a :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{160.2/2}{11.43} = 7$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 16,75$$

$$\lambda = 7 < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.75 \quad \text{Notre section est classé élément élancé}$$

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

- Flambement par flexion
- Flambement par torsion

Calcul de la longueur effective L_c :

$$L_c = K.L$$

Avec : L_c : Longueur effective du flambement

K: Facteur de longueur effective

L: Longueur du poteau

La traverse est encasturé-encasturé à ces extrémités selon y-y :

$$K = 0.65$$

$$L_c = 0.65 \times 8.06 = 5.239\text{m} = 5239\text{mm}$$

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

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$\text{Vérifier : } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{L_c}{r} = \frac{5239}{137.16} = 38.2$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 140.7$$

$$\frac{L_c}{r} = 38.2 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 140.7$$

Donc $F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y$

VI.1.2.1-Flambement par flexion

Avec :

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^2}{38.2^2} = 1420 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y$$

$$F_{cr} = 219.3 \text{ N/mm}^2$$

Et $p_n = F_{cr} \cdot A_g = 219.3 \times 6261.27 = 1373 \text{ KN}$

Donc $P_c = \phi_c \cdot P_n = 0.9 \times 1373 = 1236 \text{ KN}$

$$\frac{P_n}{P_c} = \frac{100.53}{1236} = 0.05 < 0.2$$

VI.1.2.2-Flambement par torsion

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_c^2} + G J \right) \frac{1}{I_y + I_z}$$

Avec : $C_w = \frac{I_z \cdot h_0^2}{4}$ Constante de déformation

$G = 81000 \text{ N/mm}^2$ Module de cisaillement

$J = 3.8 \times 10^5 \text{ mm}^4$ Moment quadratique de torsion

$$h_0 = h - 2 \frac{t_f}{2} = 307.08 - 2 \times \frac{11.43}{2}$$

$$h_0 = 295.65 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_z \cdot h_0^2}{4} = \frac{7.881 \times (295.65)^2}{4}$$

$$C_w = 1.72 \times 10^{11}$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{L_c^2} + G \cdot J \right) \frac{1}{I_y + I_z}$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.72 \times 10^4}{5239^2} + 8.1 \times 10^4 \times 3.8 \times 10^5 \right) \times \frac{1}{7.881 \times 10^8 + 1.176 \times 10^8}$$

$$F_e = 246.47 \text{ N/mm}^2$$

Pour $F_{cr} = \left(0.658 \times \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$

$$F_{cr} = \left(0,658 \cdot \frac{235}{246,47}\right) 235$$

$$F_{cr} = 147.3 \text{ N/mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 147.3 \times 6261.27 = 922.3 \text{ KN}$$

$$P_c = \phi_c \cdot P_n = 0.9 \times 922.3$$

$$P_c = 830,07 \text{ KN}$$

Calculer $\frac{P_r}{P_c}$ en choisissant le cas le plus défavorable :

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{100,53}{830,07} = 0.12 < 0.2 \quad \text{Donc la formule } \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}}\right) \leq 1$$

Doit être vérifiée.

Calcul de la résistance à la flexion $\phi_b M_n$

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.

Avec $\phi_b = 0.9$ (LRFD) : Facteur de résistance à la flexion.

Classe de la section transversale :

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

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{160.02/2}{11.43} = 7 \quad \text{Avec : } \lambda: \text{ Rapport largeur épaisseur de l'élément.}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 11.35$$

Avec : λ_p Limite des sections compactes.

Ainsi $\lambda \leq \lambda_p$ les semelles sont compactes.

L'âme en flexion composée :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{307.08}{7.62} = 40.29$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 112.39$$

Ainsi $\lambda_p \geq \lambda$ 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)

VI.1.2.3-Limite élastique

Selon l'axe y-y :

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

$$M_{ny} = F_y Z_y$$

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

$$M_{ny} = 235 \times 8.043 \times 10^5 = 189 \text{KN.m}$$

$$M_{Cy} = \phi_b M_{ny} = 0.9 \times 189 = 170.1 \text{KN.m}$$

Selon l'axe z-z :

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

$$M_{nz} = F_y Z_z$$

$$M_{nz} = 235 \times 1.5 \times 10^5 = 35,2 \text{KN.m}$$

$$M_{Cz} = \phi_b M_{nz} = 0.9 \times 35.2 = 31.68 \text{KN.m}$$

VI.1.2.4-Flambement latéral par torsion (Déversement)

Selon l'axe y-y

$$L_b = 8060 \text{mm}$$

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

$$L_p = 1.76 \times 35.56 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 1870.89 \text{mm}$$

$$L_b > L_p$$

$$L_r = 1.95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_y h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_0 = h - 2 \frac{t_f}{2} = 307.08 - 2 \times \frac{11.43}{2} = 295.65 \text{mm}$$

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

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

C_w : Constante de gauchissement

Pour les profilés en I doublement symétriques :

$$C_w = \frac{I_z h_0^2}{4} = \frac{7.88 \times 10^6 \times 295.65^2}{4} = 1.72 \times 10^{11} \text{mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{7.88 \times 10^6 \times 1.72 \times 10^{11}}}{7.13 \times 10^5} = 1632.9 \text{mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{1632.9} = 40.4 \text{mm}$$

$$L_r = 1.95 \times 40.4 \times \frac{2.1 \times 10^5}{0.7 \times 235} \sqrt{\frac{3.8 \times 10^5}{7.13 \times 10^5 \times 295.65} + \sqrt{\left(\frac{3.8 \times 10^3}{7.13 \times 10^5 \times 295.65}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 235}{2.1 \times 10^5}\right)^2}}$$

$$L_r = 4756 \text{ mm}$$

$$L_b > L_r$$

La vérification au déversement devra se faire selon la formule :

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

$$F_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \times \frac{J_c}{S_y h_0} \times \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$C_b = 2.27$ (Profilé en un doublement systématique encastéré selon y-y avec un diagramme des moments de même signes aux extrémités).

$$F_{cr} = \frac{2.27 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^5}{\left(\frac{8060}{40.4}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \times \frac{3.8 \times 10^5}{7.13 \times 10^5 \times 295.65} \times \left(\frac{8060}{40.4}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 120.17 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{ny} = F_{cr} S_y = 120.17 \times 7.13 \times 10^5$$

$$M_{ny} = 85.681 \text{ KN.m} < M_p = 189 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = 0.9 \times 85.681 = 77,116 \text{ KN.m}$$

Selon z-z :

$$L_b = 1530 \text{ mm}$$

Calcul de L_p :

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

$$L_p = 1,76 \cdot 137,16 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^5}{235}}$$

$$\text{Donc on a : } L_p = 7216 \text{ mm} > L_b = 1530 \text{ mm}$$

Dans ce cas la vérification au déversement ne s'applique pas, et la vérification à l'élasticité est suffisante selon z-z.

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = \frac{100 \times 53}{2 \times 830.07} + \left(\frac{67.75}{77.112} + \frac{0}{31.68} \right) = 0.93 < 1$$

VI.2. Vérification des poteaux HEA200

Ils sont des poteaux de longueur $l=7000$ mm, les efforts sollicitant maximum sont calculés à l'aide de logiciel robot.

$$P_r = 73.13 \text{KN}$$

$$V_{ry} = 18.22 \text{KN}$$

$$V_{rz} = 53.42 \text{KN}$$

$$M_{ry} = 42.65 \text{KN.m}$$

$$M_{rz} = 29.31 \text{KN.m}$$

VI.2.1-Vérification au cisaillement

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

$$V_n = 0.6 A_w C_{v1}$$

Avec : A_w : Section de l'âme

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

$$A_w = d \cdot t_w = 190 \times 6.604 = 1254 \text{mm}^2$$

Déterminer C_{v1} :

$$\text{Vérifier } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$h = d - 2t_f = 170 \text{mm}$$

$$\frac{170}{6.6} = 25.75$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 66.96$$

$$\text{Ainsi : } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ est vérifié}$$

Donc : $\phi_v=1,00$ et $C_{v1}=1$

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_{v1} = 0,6 \times 235 \times 1254 \times 1 = 177 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 177 = 177 \text{ KN}$$

$$\phi_v V_n > V_{rz} \quad \text{C.V}$$

VI.2.2-Vérification des poteaux à la flexion et la compression

VI.2.2.1-Calcul de la résistance axial P_c

$$P_c = \phi_c P_n \quad \text{Avec : } \phi_c = 0.90$$

Classe de la section transversale :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{199,89}{9.906} = 10.095$$

$$0,56 = \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 16.7$$

$$\text{Ainsi que : } \lambda = 10.095 < 0,59 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16,7$$

Notre section est classée élément non élancé

Il faut vérifier selon le code AISC :

- 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

$K = 0.65$ (Le poteau est doublement encasté à ces extrémités)

$$L_c = K \cdot L = 0.65 \times 7000 = 4550 \text{ mm}$$

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

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

$$\text{Vérifier : } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Avec } r : \text{Rayon de giration}$$

$$\frac{L_c}{r} = \frac{4550}{82.804} = 54.95$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 140.7$$

Ainsi $\frac{L_c}{r} = 54.94 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} = 140.7$

Donc : $F_{cr} = \left(0.658^{\frac{E}{F_Y}}\right) F_y$

VI-2-2-2-Flambement par flexion

Avec :

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^5}{(54.94)^2} = 617.4 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{E}{F_Y}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{235}{617.4}}\right) 235$$

$$F_{cr} = 200.4 \text{ N/mm}^2$$

Et $P_n = F_{cr} A_g = 200.4 \times 5383.21 = 1078.8 \text{ KN}$

Donc $P_c = \phi_c P_n = 0.5 \times 21078.8 = 970.92 \text{ KN}$

VI-2-2-3-Flambement par torsion

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{L_c^2} + G \cdot J \right) \frac{1}{I_y + I_z}$$

Avec : $C_w = \frac{I_z h_0^2}{4}$ Constante de gauchissement.

$G = 81000 \text{ N/mm}^2$ Module de cisaillement.

$J = 3.8 \times 10^5 \text{ mm}^4$ Moment quadratique de torsion.

$$C_n = \frac{1.3 \times 10^7 \times 160^2}{4} = 8.32 \times 10^{10} \text{ mm}^6$$

$$h_0 = h - 2 \cdot \frac{t_f}{2} = 170 - 2 \times \frac{9.906}{2} = 160 \text{ mm}$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 \times 2.10^5 \times 8.32 \cdot 10^{10}}{4550^2} + 81000 \times 6.21 \times 10^5 \right)^2 \frac{1}{1.3 \times 10^7 + 3.6 \times 10^7}$$

$$F_e = 1196 \times 4 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{E}{F_Y}}\right) F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{235}{119.4}}\right) 235 = 216 \text{ N/mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 216 \times 5383.21 = 1165.2 \text{ KN}$$

$$P_c = P_n \phi_c = 0.9 \times 1165,2 = 1049 \text{ KN}$$

Calcul $\frac{P_r}{P_c}$ en choisissant le cas le plus défavorable :

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{73.13}{1049} = 0.0697 < 0,2$$

Calcul de la résistance à la flexion : $\phi_b M_n$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{199.8/2}{9.3} = 10.95 \text{ (tableau B4.1b pour les semelles compactes)}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 11.35$$

$\lambda < \lambda_p$ Les semelles sont compactes.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{170}{6.6} = 25.75$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 112.39$$

L'âme et semelles sont compactes ; d'après le tableau F1.1 [6]

VI.2.2.4-Limite élastique

Selon l'axe y-y

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

$$M_{ny} = F_y Z_y$$

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

$$M_{ny} = 235 \times 4.294 \times 10^5 = 100.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{cy} = 0.9 \times 100.9 = 90.81 \text{ KN.m}$$

Selon l'axe z-z

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

$$M_{nz} = F_y Z_z$$

$$M_{CZ} = 235 \times 2.03 \times 10^5 = 47.705 \text{KN.m}$$

$$M_{nZ} = 0.5 \times 47.705 = 42.94 \text{KN.m}$$

VI.2.2.5-Flambement latéral par torsion (Déversement)

Selon l'axe y-y

$$L_b = 7000 \text{mm}$$

Calcul de L_p :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

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

$$L_p = 1.76 \times 49.78 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 2619.04 \text{mm}$$

$$\text{Donc } L_b = 2619.04 \text{mm} > L_b = 700$$

Calcul de L_r

$$L_r = 1.95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times F_y}{E}\right)^2}}$$

Avec 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

$$h_0 = h - 2 \times \frac{t_f}{2} = 160,1 \text{ mm}$$

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

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

Pour les profilés en I doublement symétriques

$$C_w = \frac{I_z \times h_0}{4} = \frac{1.3 \times 10^7 \times 160^2}{4} = 8.35 \times 10^{10} \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{1.3 \times 10^7 \times 8.32 \times 10^{10}}}{3.8 \cdot 10^5} = 2736,84$$

$$r_{ts} = \sqrt{2736.84} = 52.31\text{mm}$$

Ainsi que

$$L_r = 1.95 \times 52.31 \times \frac{2.1 \times 10^5}{0.7 \times 235} \times \sqrt{\frac{6.21 \times 10^5}{3.8 \times 10^5 \times 160} + \sqrt{\left(\frac{6.21 \times 10^5}{3.8 \times 10^5 \times 160}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7235}{2.1 \times 10^5}\right)^2}}$$

$$L_r = 18567\text{mm}$$

$$L_b = 7000\text{mm} < L_r = 18567\text{mm}$$

Donc on a : $L_p < L_b < L_r$

$$M_{ny} = C_b \left[M_{py} - (M_{py} - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{py}$$

Poteau en H est doublement symétrique encasté au tour de l'axe y-y avec un diagramme des moments de signes opposés aux extrémités

$$C_b = 1$$

$$M_{ny} = 1 \times \left[100.92 - (100.92 - 0.7 \times 235 \times 10^3 \times 3.8 \times 10^5 \cdot 10^{-9}) \times \frac{7 - 2.619}{18.567 - 2.619} \right]$$

$$M_{ny} = 90.36\text{KN.m} < M_{py} = 100.92\text{KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{cy} = \phi_b \cdot M_{ny} = 0.9 \times 90.36 = 81.32\text{KN.m}$$

Selon l'axe z-z

$$L_p = 7000\text{mm}$$

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

$$L_p = 1.76 \times 82.804 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}}$$

$$L_p = 4356,5 \text{ mm} < L_b = 7000\text{mm}$$

Calcul de L_r :

$$L_r = 1.95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_y h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_0 = 160\text{mm}$$

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

C_w : Constante de gauchissement

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_0}{4} = \frac{3.69 \times 10^7 \times 160^2}{4} = 2.3 \times 10^4 \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{69 \times 10^7 \times 2.3 \times 10^4}}{1.3 \cdot 10^5} = 22134.6 \text{ mm}^6$$

$$r_{ts} = 148.77 \text{ mm}$$

$$1.95(148.77) \frac{2.1 \cdot 10^5}{0.7 \cdot 235} \sqrt{\frac{6.21 \times 10^5}{1.3 \times 10^5 \times 160} + \sqrt{\left(\frac{6.21 \cdot 10^5}{1.3 \times 10^5 \times 160}\right)^2 + 6.67 \times \left(\frac{0.7 \times 235}{2.1 \times 10^5}\right)^2}}$$

$$L_r = 82734 \text{ mm}$$

$$L_b = 7000 \text{ mm} < L_r = 82734 \text{ mm}$$

Donc $L_p < L_b < L_r$

$$M_{nz} = C_b \left[M_{pz} - (M_{pz} - 0.7 F_y S_z) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_{pz}$$

Profilé en H symétrique articulé à une extrémité selon z-z le diagramme des moments sur la membrure sera nul à une extrémité.

$$C_b = 1.76$$

$$M_{nz} = 1.76 \left[47.901 - (47.901 - 0.7 \times 235 \times 10^3 \times 1.3 \times 10^{-4}) \left(\frac{7 - 4.365}{82.7 - 4.365} \right) \right]$$

$$M_{nz} = 1.20 \text{ KN.m} < M_{pz} = 47.901 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{cz} = \phi_b \cdot M_{nz} = 0.9 \times 1.20 = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$\frac{P_r}{2P_C} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = \frac{73.13}{2.1049} + \left(\frac{42.65}{81.32} + \frac{1.960}{1.2} \right) = 2.19 > 1$$

Risque de se déverser au niveau de poteau sous les combinaisons de charge LRFD

VI.3-Vérification des pannes

La panne est un IPE 140

$$P_r = -13.43 \text{ KN}$$

$$V_{rz} = 16.73 \text{ KN}$$

$$M_{ry} = -4.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{rz} = 0$$

VI.3.1-Vérification de la panne à la flexion

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

$$\phi_b = 0.9$$

Avec : ϕ_b : Facteur de résistance à la flexion

M_n : Résistance nominale de flexion

Classe de la section transversale :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{126.3}{4.82} = 26.20$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 112.5$$

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

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{72.89/2}{6.85} = 5.31$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 11.35$$

λ_p : Limite des sections compactes

Ainsi $\lambda = 5.31 < \lambda_p = 11.35$

Donc la semelle est compacte

VI.3.1.1-Limite élastique

$$M_y = M_p = F_y \cdot Z_y$$

Avec : M_p : Moment de flexion plastique

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

$$M_y = 235 \times 8.1 \times 10^4 = 19 \text{ KN.m}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 19 = 17.1 \text{ KN.m}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 17.1 > M_r = 4.55 \text{ KN.m}$$

VI.3.1.2 - Flambement latéral par torsion (déversement)

$$L_b = 6000 \text{ mm}$$

Calcul de L_p

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 17.4 \times \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{235}}$$

$$L_p = 3019 \text{ mm}$$

$$L_p < L_b$$

Calcul de L_r

$$h_0 = h - 2 \frac{t_f}{2} = 126.3 - 2 \times \frac{6.85}{2} = 119.45$$

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

$$L_r = 1.95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_y h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times F_y}{E}\right)^2}}$$

$$C_w = \frac{5.4 \times 10^6 \times 119.45}{4} = 1.92 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{5.4 \times 10^6 \times 119.45^2}}{6.5 \times 10^4} = 495.37 \text{ mm}^2$$

$$r_{ts} = 22.25$$

Ainsi

$$L_r = 1.95 \times 22.25 \times \frac{2.1 \times 10^5}{0.7 \times 235} \times \sqrt{\frac{3,58 \cdot 10^4}{6,5 \cdot 10^4 \times 119,45} + \sqrt{\left(\frac{3,58 \cdot 10^4}{6,5 \cdot 10^4 \times 119,45}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot 235}{2,1 \cdot 10^5}\right)^2}}$$

$$L_r = 5400 \text{ mm}$$

$$L_b = 6000 \text{ mm} > L_r = 5400 \text{ mm}$$

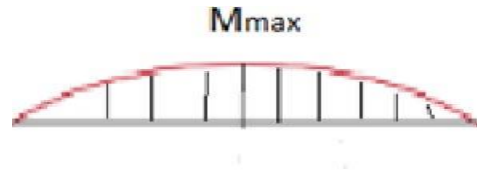
Donc $M_n = F_{cr} S_y \leq M_p$ (domaine élastique)

$$F_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \times \frac{J_c}{S_y h_0} \times \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

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

Notre panne est un I symétrique articulée aux extrémités, le diagramme est le suivant :



Dans ce cas $C_b=1,67$

$$F_{cr} = \frac{1.67 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^5}{\left(\frac{6000}{22.25}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \times \frac{3.58 \times 10^4}{6.5 \times 10^4 \times 119.45} \times \left(\frac{6000}{22.5}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 107.8 \text{ N/mm}^2$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_y = 107.8 \times 6.5 \times 10^4 = 7 \text{ KN.m} > 4.45 \text{ KN.m}$$

La panne ne va pas se déverser sous le moment maximum.

VI.3.1.3-Vérification de la panne au cisaillement

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

Avec : ϕ_v :Facteur de résistance à l'effort tranchant

V_n : Résistance nominale a l'effort tranchant

$$V_n=0.6 F_y C_{v1}$$

Avec A_w : Section de l'âme

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

$$A_w = d \cdot t_w = 140 \times 4.82$$

$$A_w = 674.8 \text{ mm}^2$$

Déterminer C_{v1}

$$\text{Vérifier } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{126.3}{4.82} = 26.2$$

$$2.24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} = 66.96$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{235}} \quad \text{C.V}$$

Donc $\phi_v=1$ (LRFD)

$$C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0.6 \times f_y \times A_w \times C_{v1} = 0.6 \times 235 \times 674.8 \times 1 = 95.14$$

$$\phi_v \cdot V_n = 1 \times 95.14 = 95.14$$

$$\phi_v \cdot V_n > V_r = 16.71 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

VI.4-Vérification des contreventements

Les efforts maximums dans les barres sont :

$$P_r = 47 \text{ KN}$$

VI.4.1-Vérification a la traction de la diagonale du palais de stabilité

Les diagonales sont assemblées dans chaque extrémité avec une file de boulons ordinaire de diamètre $d = 16 \text{ mm}$

- Calcul de la résistance élastique dans la section brute $\phi_t P_n$

$$\text{Avec } \phi_t = 0,9$$

$$P_n = F_y A_g \quad A_g = 645,16 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 235 \times 645,16 = 151612,2 \text{ N} = 151,612 \text{ KN}$$

- Calcul de la résistance à la rupture dans la section nette $\phi_t P_n$

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

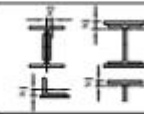
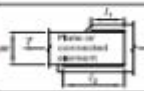



$$\text{Et } P_n = F_u A_e$$

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

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 ^(a)	Plates, angles, channels with welds at heels, tees, 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 axis in the HSS.	$t \geq 1.3D, U = 1.0$ $D < t < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{2}$	
6	Rectangular HSS: with a single concentric gusset plate	$t \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{H^2}{4(B+H)}$	
		$t \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
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 $b_1 \geq 1.5d, U = 0.90$ $b_2 \geq 1.5d, U = 0.85$	—
		with web connected with four or more fasteners per line in the direction of loading $U = 0.70$	—
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) $U = 0.60$	—

(a) \bar{x} = 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); x = eccentricity of connection, in (mm).
 $l = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right)$, where l_1 and l_2 shall not be less than 4 times the weld size.

Tableau VI.4.1: Facteur de décalage de cisaillement pour les membres en traction.

$$d_0 = d + 2 = 16 + 2 = 18\text{mm} \quad (d = \text{diamètre des boulons ordinaire})$$

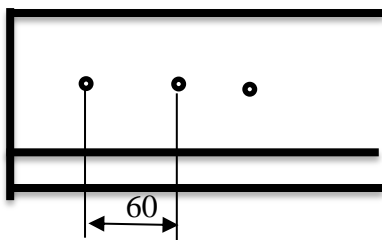
$$A_n = A_g - (d_0 \times t_w \times 2) = 645,16 - (18 \times 7,11 \times 2) = 389,2 \text{ mm}^2$$

D'après le tableau de spécification AISC.D 3.1 case 8

Le calcul de U se fera à partir de la section D3 de l'AISC du tableau D3.1 case 2 et 8. [6]

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

$$l = 60 + 60 + 60 = 180 \text{ mm}$$



Longueur de connections

$$\bar{x} = 40 \text{ mm} \quad (\text{Avec } \bar{x}: \text{extrémité des connections}).$$

On 3 connections donc d'après le code 8 :

$$U = 0.6$$

$$A_c = 0.6 \times 389.2 = 233.52 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 360 \times 233.53 = 84067.2 \text{ N} = 84.06 \text{ KN}$$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times 84.06 = 63.04 \text{ KN} > 47 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Chapitre VI

La comparaison
entre les deux
règlements

Introduction

En se basant sur les règlements avec lesquels nous avons élaborés les notes de calculs pour vérifier la résistance et la stabilité des différentes parties constituant le hangar et qui doit être assurée au niveau de notre structure globale, nous remarquons des variations et des différences entre les résultats obtenus ainsi entre les formules de calcul et les sollicitations.

Pour cela nous allons effectuer une comparaison entre les règlements EC3 et AISC et nous allons poser des tableaux récapitulatifs pour mieux les comparés.

VII.1-Système des axes de références

Les axes de références selon les deux règlements sont différents mais dans ce travail nous considérons les mêmes axes.

Le tableau suivant montre la différence entre les axes :

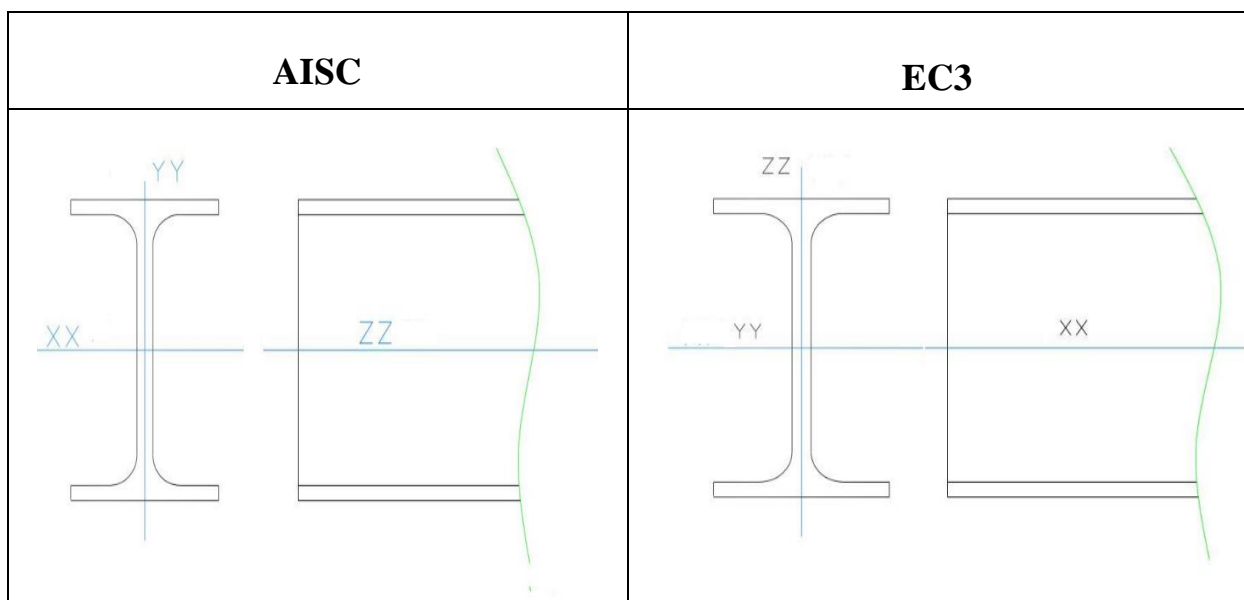


Tableau : Axes de références selon EC3 et AISC.

VII.2-Les symboles utilisés

Le tableau suivant montre quelques symboles utilisés en EC3 et AISC.

VII.2.1- Caractéristiques géométriques

EC3	AISC	Signification du symbole
A	A_g	Aire de la section transversale
A_{net}	A_n	Aire nette de la section transversale
A_v	A_w	Aire de cisaillement
A_{eff}	A_e	Aire efficace de la section transversale
b	B	Largueur du profilé
L	L	Longueur de la barre

t_f	t_f	Epaisseur de semelle
t_w	t_w	Epaisseur de la semelle
p	A	Distance entre les boulons
i	R	Rayon de giration
i_y	r_y	Rayon de giration suivant y-y
i_z	r_z	Rayon de giration suivant z-z

Tableau : Caractéristiques géométriques selon EC3 et AISC

VII.2.2-Contraintes sollicitations et déformations

EC3	AISC	Signification du symbole
f_y	F_y	Limite élastique
f_u	F_u	Limite de rupture
$W_{pl,y}$	Z_y	Module de section plastique y-y
$W_{el,y}$	S_x	Module de section élastique z-z
M_{Rd}	M_c	Moment résistant
M_{sd}	M_r	Moment sollicitant
M_{pl}	M_p	Moment plastique
N_{sd}	P_n	Effort normal sollicitant
$N_{c,Rd}$	P_c	Effort normal résistant en compression
V_{sd}	V_n	Effort tranchant sollicitant

Tableau : contrainte et déformations selon EC3 et AISC

VII.3-Comparaison de la classification des sections selon les deux règlements

Classes de la section	Descriptions
Compacte	Ce sont des sections qui ont une grande plasticité avec une faible capacité de rotation.
Non compacte	Ce sont des sections ou la capacité plastique peut être négligée devant un flambement local lorsque les contraintes de compression des fibres extrême 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 se soit atteinte.

Tableau : Classification d'une section transversale selon AISC

Classes de la section	Descriptions
-----------------------	--------------

Classe 1	Sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.
Classe 2	Sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.
Classe 3	Sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risque de voilement local.
Classe 4	Section transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

Tableau : Classification d'une section transversale selon EC3

VII.4-Comparaison entre les résultats obtenus par le calcul selon les deux règlements

Eléments de comparaison	EC3	AISC
Pannes	Flexion $\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{z,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,sd}}\right)^\beta = 0.28 \leq 1$	Flexion $M_n = F_{cr} S_x = 7 \text{KN} > M_r = 4.45 \text{KN}$
	Déversement $\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,sd}} \leq 1$ $M_{b,rd} = 705.9 \text{daN.m} > M_{z,sd} = 662.85 \text{daN.m}$	
	Cisaillement $V_{z,sd} = 893 \text{daN} < V_{pl,z,rd} = 8561 \text{daN}$	Cisaillement $\phi_v \cdot V_n = 95.14 > V_r = 16.71 \text{KN}$
Poteau	Cisaillement $V_{z,sd} = 59.28 \text{ kN} \leq 0.5 V_{pl,z,rd} = 122.43 \text{ kN}$	Cisaillement $\phi_v V_n = 177 \text{KN} > V_r = 53.42 \text{KN}$
	Compression $N_{sd} = 65.32 \text{KN} < N_{c,rd} = 1264 \text{KN}$	Flexion et compression $\frac{P_r}{2P_C} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}}\right) = 2.19 > 1$ Risque de déversement
	Flexion $M_{y,sd} = 33.68 \text{KN.m} < M_{c,rd} = 100.9 \text{KN.m}$	
	Flambement $\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{y,sd}}{M_{pl,z,rd}} = 0.83 \leq 1$	
	Déversement $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{y,sd}}{M_{pl,z,rd}} = 0.93 \leq 1$	

Traverse	Cisaillement $V_{z,sd}=30.39 \text{ kN} \leq 0.5 V_{plz,rd}=419.8 \text{ kN}$	Cisaillement $\phi_v V_n = 354.5 \text{ kN} > V_r$
	Compression $N_{sd}=118.22 \text{ kN} < N_{c,rd} = 1471 \text{ kN}$	Flexion et compression $\frac{P_r}{2P_C} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right)$ $= 0.93 < 1$
	Flexion $M_{y,sd}=70.13 \text{ kN.m} < M_{c,rd}$ $=100.9 \text{ kN.m}$	
	Flambement $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{y,sd}}{M_{pl,z,rd}} = 0.46 \leq 1$	
	Déversement $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z M_{y,sd}}{M_{pl,z,rd}} = 0.48 \leq 1$	
Contreventement	Traction $N_{sd}= 62.29 \text{ kN} \leq \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd})=422 \text{ kN}$	Traction $\phi_t P_n = 63.04 > 47 \text{ kN}$

Conclusion

Le poteau risque de déverser dans la vérification flexion et compression selon l'AISC.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est le fruit de cinq ans de travail, effort et de sacrifices passant par deux cycles universitaires qui sont License et Master, ce travail est la dernière étape du Master génie civil.

Il consiste à faire une étude comparative d'un hall métallique qui se situe à Oran selon le règlement européen EC3 et l'américain AISC.

Cette étude de projet nous a aidé dans la compréhension de ces deux différents règlements (EC3 et l'AISC) et les phénomènes d'instabilités dans notre domaine qui est la construction métallique en utilisant différent logiciels qui nous a permis de déterminer des valeurs et de faire les vérifications demandées comme exemple logiciel ROBOT pour le modèle de calcul de dimensionnement des éléments structuraux et le Spectre pour l'étude sismique.

Après la finalisation, on déduit que la différence entre ces deux règlements est l'optimisation des éléments, dans l'EC3 est plus grande, il faut aussi mentionner que l'AISC a été fait à partir des expériences dans les laboratoires.

La section et la disposition des contreventements sont très importantes dans une structure métallique soit pour les actions du vent ou bien l'action sismique pour diminuer la période.

Les actions du vent sont plus défavorables que celles du séisme.

On est très satisfait de ce travail car il nous a poussé à chercher, découvrir nouvelles choses qui vont nous aider au futur dans notre domaine de construction métallique.

ANNEXES

ANNEXE A

Chapitre II : Charges et surcharges climatiques (selon le RNV99/13).

1-Effet du vent : Les annexes sont nommées et classifiées selon le RNV :

Zone	q_{ref} (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Ordre	Wilayas	Zone	Ordre	Wilayas	Zone
01	ADRAR	II	25	CONSTANTINE	I
02	CHLEF	I	26	MEDEA	I
03	LAGHOUAT	III	27	MOSTAGANEM	I
04	OUM EL BOUAGHI	I	28	M'SILA	III
05	BATNA	I	29	MASCARA	I
06	BEDJAIA	I	30	OUARGLA	II
07	BISKRA	I	31	ORAN	I
08	BECHAR	II	32	EL-BAYADH	II
09	BLIDA	I	33	ILLIZI	I
10	BOUIRA	I	34	B. B. ARRERIDJ	I
11	TAMANRASSET	I	35	BOUMERDES	I
12	TEBESSA	I	36	EL TARF	I
13	TLEMCEN	I	37	TINDOUF	II
14	TIARET	II	38	TISSEMSILT	I
15	TIZI OUZOU	I	39	EL OUED	I
16	ALGER	I	40	KHENCHELA	I
17	DJELFA	III	41	SOUK AHRAS	I
18	JJEL	I	42	TIPAZA	I
19	SETIF	I	43	MILA	I
20	SAIDA	I	44	AIN DEFLA	I
21	SKIKDA	I	45	NAAMA	II
22	SIDI BEL ABBES	I	46	A.TIMOUCHENT	I
23	ANABA	I	47	GHardia	II
24	GUELMA	I	48	RELIZANE	I

Tableau : classification des zones du vent en Algérie.

Catégorie de terrain	K_T	$h_0(m)$	$h_{min}(m)$	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2	0.11
II Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4	0.26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV.	0.22	0.3	8	0.37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.24	1	16	0.46

Tableau 2.4 : définition des catégories de terrain.

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Tableau : coefficient topographique.

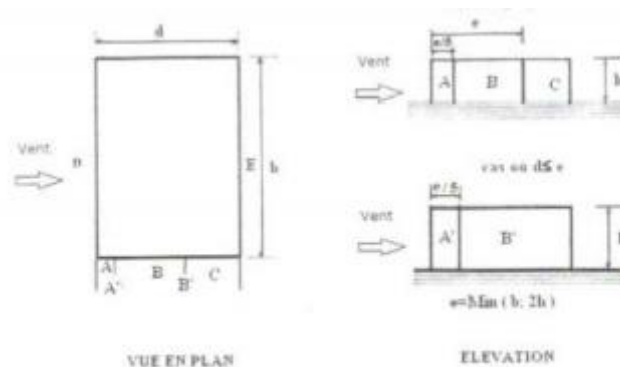


Figure 3.1 : Légende pour les parois verticales

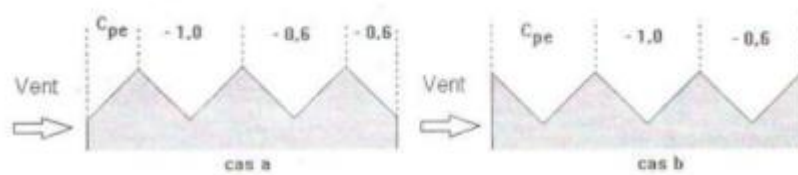
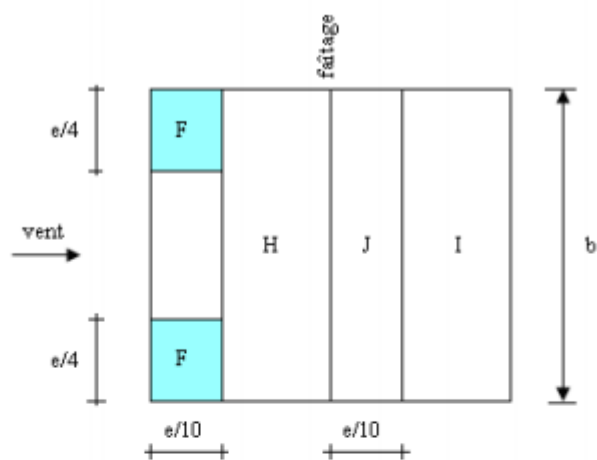


Figure 5.7 : Légende pour les toitures à versants multiples

Direction du vent $\theta = 0$.



Direction du vent $\theta = 90$.

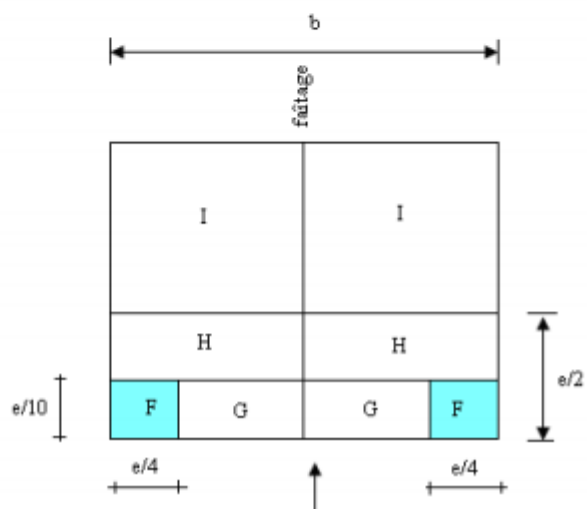


Figure : toiture à versant multiples.

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6		-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
		+0.2		+0.2		+0.2				
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
		+0.7		+0.7		+0.4				
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

Tableau 5.3.a : le coefficient de pression extérieure vent direction 0° (toitures à versant multiples.)

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2		-0.5
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2		-0.5
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2		-0.5
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2		-0.5
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0		-0.5
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0		-0.5

Tableau 5.3.b : les valeurs du coefficient de pression extérieure vent direction 90° (toitures à versant multiples.)

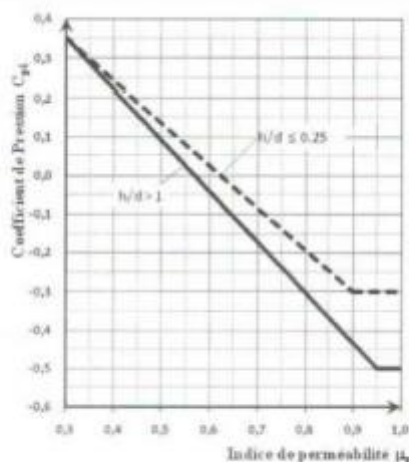


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

2-Effet de la neige :

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

Tableau 3 : coefficient de forme –toiture à versant multiples.

ZONES DE NEIGE PAR COMMUNE

01	ADRAR	D
02	CHLEF	B
03	LAGHOUAT	C
04	OUJDA EL BOUAGHI	B
05	BATNA Groupe de Commune I	C
	KIMEL-T' KOUT-GHASSIRA-TRIGIANIMINE-MENAA NGUADER-TINNET EL AHED-BOUZINA-BINI FOUJALA-AIN TOUTA- LAKHAA-MAADA-IBDOUNE OULED AOUF-TILATOU-SEGANA-SEPIANE- EL HAKANIA-BOUMAGUEUR N'GAGOUS -OULED SI SLIMANE - LEMSAN- TAKLENT- DHEZZAR- OULED AMMAR-METKAGIAT-DAREKA- BITAM-AMDOUKEL	
	Groupe de Commune II Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de commune I	B
06	BEJALA	A
07	BISKRA	C
08	BECHAR	D
09	BLIDA Groupe de commune I	A
	CHIFFA-AIN RIDJMANA-BOUARFA-CHREA-HAMMAM ELOUANE BOUGARA-SOUJANE	
	Groupe de Commune II Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de commune I	B
10	BOUIRA Groupe de commune I	B
	DIRAI-MEZZOUZ-BORDJ-OUKREISS-EL MOHRA-TAGUEDIT-DICHIMIA - RIDANE - SOUR EL GHOUANE - MAAMORA - HADJERA ZERGA	
	Groupe de commune II Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de commune I.	A
11	TAMANGHABET	D

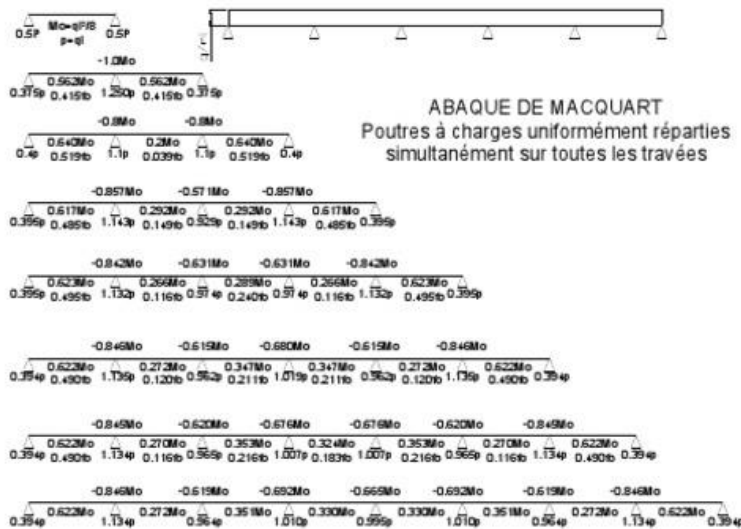
12	TEBESSA Groupe de commune I HIR EL ATER-ELMA EL ABHOU-EL MEZERSA-EL OUGA-EL MELBA- PERKANE-LAHOUDIBET-NEGRINE-KUM ALI SAFPAP EL GUERSA- STAH GUENTIS-TILIDJINE	C
	Groupe de commune II Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de commune I.	B
13	TIEMCEN Groupe de commune I TIEMCEN-HAMMAM BOUGHRARA-ZENATA-OULED RIVAD-SABEA- SIDI MEDJAIED-BINI SMOUS-BINI BAIDEL-SERDOU-AIN TELLOUT- AIN FEZZA-MANSOURAH-OULED CHOUKI-MEHDIA-BINI MUSTER- BOUDELLO-BINI BOK SAID-AZALEL-AIN GHORABA-BINI SEMEL- OULED MIMOUN-CHETOUANI-TIRSI BINI HEDHEL-BENAYA	A
	Groupe de commune II Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de commune I	B
14	TIARET Groupe de commune I AIN BOUCHERIF-BOUGARA-DAZIMOUNE-DILLALJ BENAMAR-HAMADIA- MECHAA SABA-MEDBOUSSA-MEHDIA MEHDIA-MELLAKOU- OULED BELLI-RAHOUSA-SERANE-SERT-SIDI BAKITTI-SIDI HUSNI- TAGDEM-TIGDA	C
	Groupe de commune II Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de commune I	B
15	TIDJ OUDOU	A
16	ALGER	B
17	DZELFA	C
18	JIJEL	B
19	SETIF Groupe de commune I SETIF-AIN EL KEHRA-BINI AJZJ-AIN BOUA-DEAA KEHILA- BINI CHARANA-MAAGULA-AIN LEGRAD-AIN ABESSA-DEJAMCHA- BOUGAA-TALAFACENE-CHENZET-TIZ N'BECHAR-BABOR-AIN LAHDJAR- BOUSSILAM-AIN ARNAT-EL EULMA-DJEMILA-BINI CHAETHLANE- OULED ADDOUANE-BELAA-AMROUJA-TACHROUDA-BINI FOUJA- EL OUKTA-HADJEL-BOUANDAS-OULED EL HARAD-GUZETA ZERKA- MAOUAKLANE-AIT TIZ-BINI BOUCINE-AIT NAGRIAL MEZADA- HAMMAM GUERGOUR-AIN SERT-OULED SAHOR-BINI MOUJELI- SERDI EL GHOU-MEZZOUZ	A
	Groupe de commune II Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de commune I	B
20	SALDA Groupe de commune I OULED HRAÏM-TIRICINE-EL HASSASNA-SIDI M'DIAMED-MAAMOUERA- AIN SKHOINA	C
	Groupe de commune II Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de commune I.	B

ANNEXE B

Chapitre III : Dimensionnement d'un hangar métallique selon l'EC3

1-Dimensionnement des éléments structuraux

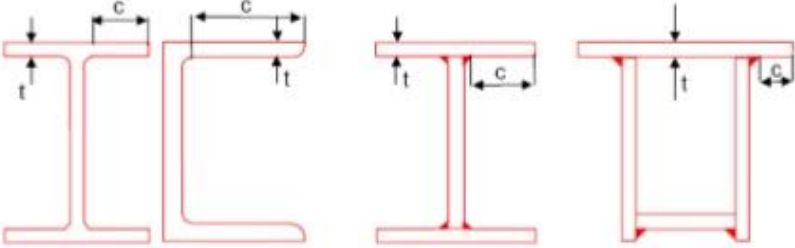
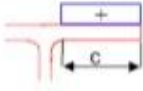
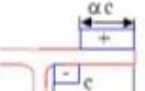
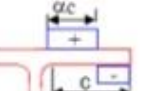
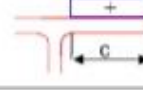
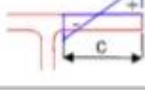
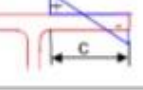
ABAQUE DE MACQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_0 , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

nota : le chargement est considéré comme une CUR uniformément répartie sur toute la longueur.

Figure 11 : Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (EN 1993-1-1 : 2003 Tableau 5.2 (feuille 2/3))

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

Etude comparative d'une halle métallique selon l'EC3 et l'AISC

Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution des contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396\epsilon/(13\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36\epsilon/\alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456\epsilon/(13\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5\epsilon/\alpha$	
Distribution des contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42\epsilon/(0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62\epsilon/(1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355
	e	1	0,92	0,81

80

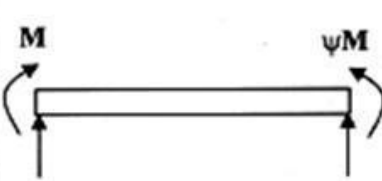


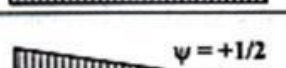
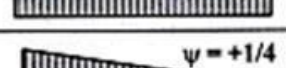





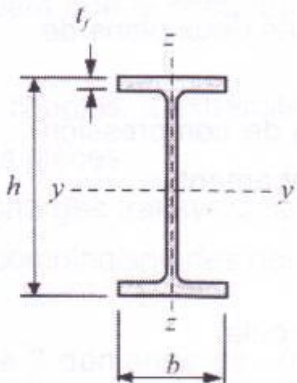
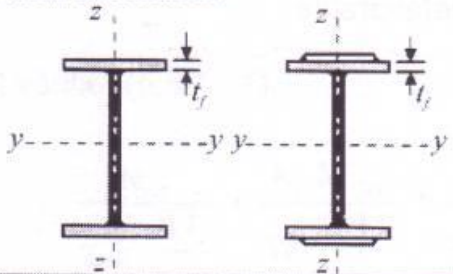
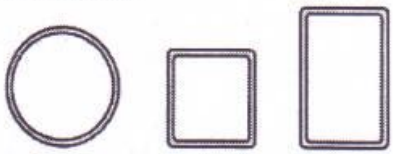
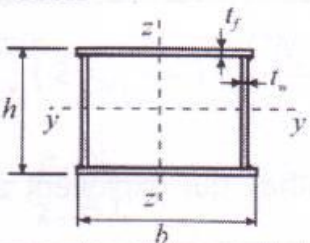

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	k	Coefficients		
			C ₁	C ₂	C ₃
 <p> Pour les cas où k = 1,0 : C₁ peut être donné par : $C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi^2$ </p>	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-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

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$; $t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$; $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm $t_f > 40$ mm	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} ¹	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} ¹	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

¹ Voir 5.5.1.4 ④ et figure 5.5.2

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 55.1 : Facteur d'imperfection α .

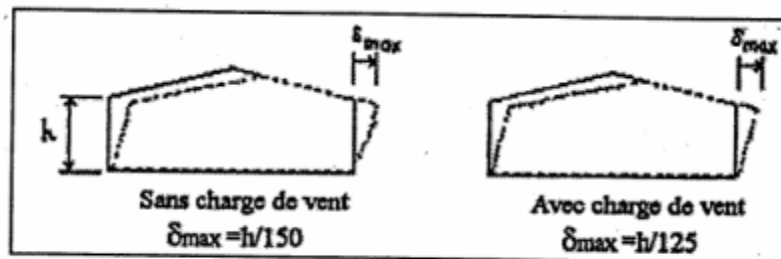


Figure 4.3 : Valeurs limites de flèches horizontales de bâtiments industriels

Annexe A

Tableau A.9 : Facteurs de moment uniforme équivalent

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M	
Moments d'extrémités M_1 ψM_1 $-1 < \psi < 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$	
Moments dus à des charges transversales M_0 M_0	$\beta_{M,0} = 1,3$	
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités M_1 M_0 ΔM	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_0}{\Delta M} (\beta_{M,0} - \beta_{M,\psi})$ $M_0 = \max M $ dû aux charges transversales seulement	
M_1 M_0 ΔM	$\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$	
facteur	axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$\beta_{M,y}$	y-y	z-z
$\beta_{M,z}$	z-z	y-y
$\beta_{M,LT}$	y-y	y-y

A.9

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	
$l_f = l_0$	$l_f = \frac{\sqrt{2}}{2} l_0$	$l_f = \frac{l_0}{2}$	$l_f = 2l_0$	$l_f = l_0$

2- Les assemblages :

Caractéristiques géométriques (mm, mm ²)										
Désignations	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ trou normal	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _r	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
Φ rondelle	20	24	27	30	34	37	40	44	50	52
d _m	17,24	19,39	22,63	25,86	29,09	32,32	36,63	38,79	44,17	49,56

- d : diamètre nominal du boulon (celui de la partie non filetée).
- d₀ : diamètre du trou normal
- A : aire de la section de la tige lisse du boulon
- A_r : section résistante de la partie filetée
- d_m : moyenne entre surangle et surplat pour le calcul de B_{k,Rd} (valeurs pour les boulons HM uniquement).

		Assemblage	
		Plat extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale e ₁	≥	1,2 d ₀ (1)	1,2 d ₀ (1)
	≤	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
	≥	1,5 d ₀ (3)	1,5 d ₀ (3)
Pince transversale e ₂	≥	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
	≤	2,2 d ₀ (4)	2,2 d ₀ (4)
	≥	14t ou 200 mm (6) (min)	14t ou 200 mm (6) (min)
Entraxe p ₁	File extérieure	≥	2,2 d ₀ (4)
	Élément comprimé	≤	14t ou 200 mm (6) (min)
	File intérieure	≥	2,2 d ₀ (4)
	Élément comprimé	≤	14t ou 200 mm (6) (min)
	File extérieure	≥	2,2 d ₀ (4)
	Élément tendu	≤	14t ou 200 mm (6) (min)
Entraxe p ₂	File intérieure	≥	2,2 d ₀ (4)
	Élément tendu	≤	28t ou 400 mm (6) (min)
	Élément comprimé	≥	3 d ₀ (7)
	Élément tendu	≤	14t ou 200 mm (6) (min)
	Élément comprimé	≥	3 d ₀ (7)
	Élément tendu	≤	14t ou 200 mm (6) (min)

d₀ = diamètre du trou
t = épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

Tableau 65.1 : Valeurs limites des pincés et entraxes

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 3.3 : Valeurs nominales de f_{yb} et f_{ub} des boulons

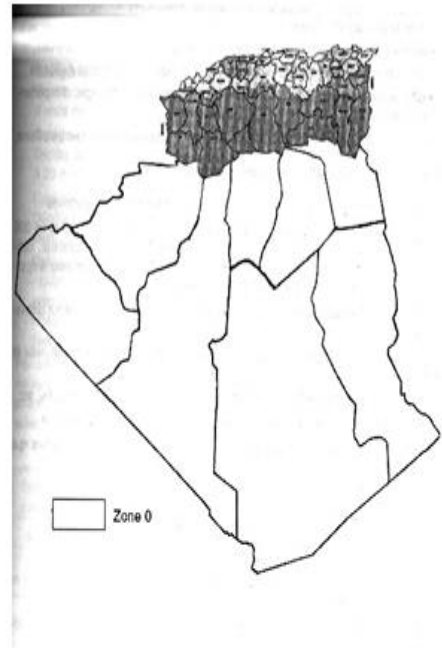
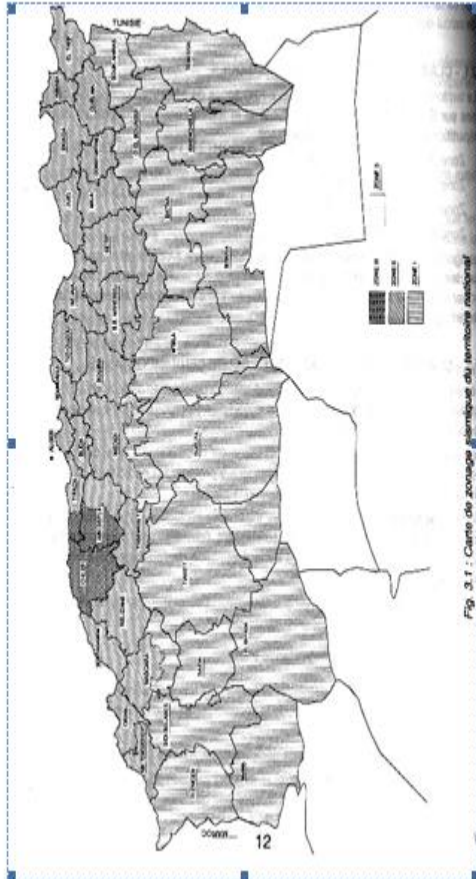
Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR DE TÔLE mm	POIDS DE TÔLE EN Kg/M ²
TN40 - 0.45	1000	1000 à 16000	0.45	4.41
TN40 - 0.50	1000	1000 à 16000	0.50	4.91
TN40 - 0.70	1000	1000 à 16000	0.70	6.87
TN40 - 1.00	1000	1000 à 16000	1.00	9.81

Fiche technique des toles

ANNEXE C

Chapitre IV : L'étude sismique (selon le RPA)



Activ

Tableau 3.2 : Classification des sites

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥200 - < 400
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

26

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

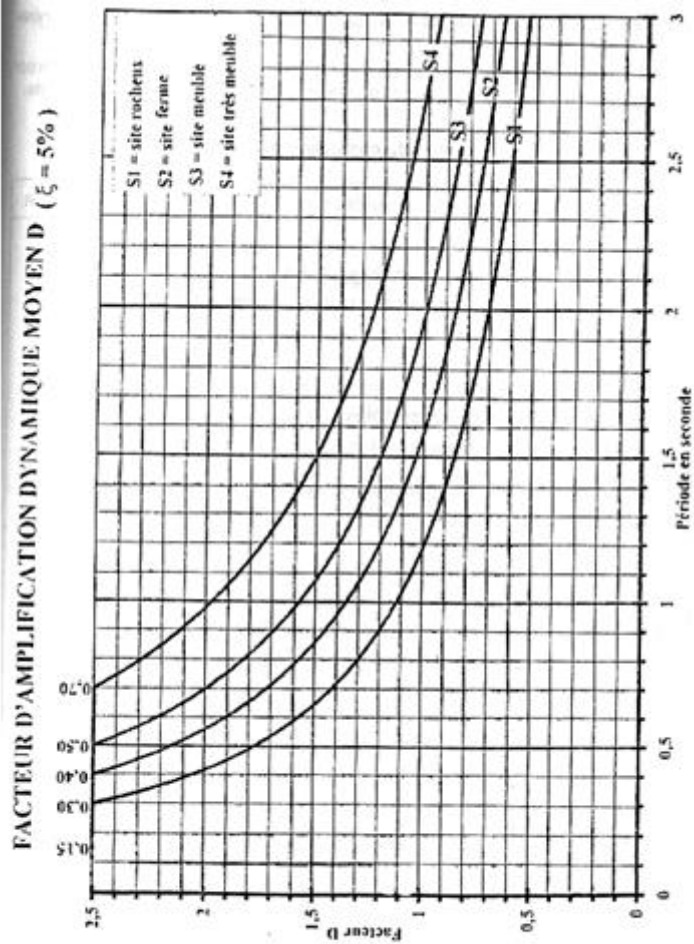


Figure 4.1

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques auto-stables ductiles	6
8	Portiques auto-stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
D	Autres systèmes	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q



Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
$T_{1(occ)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(occ)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

ANNEXE D

Chapitre V : Calcul au feu (réf Eurocode : EN-1993-1-2)

Tableau 1: Calcul de la température de l'acier

min	sec	t min	θ_g °C	$h_{net,r}$ W/m ²	$h_{net,c}$ W/m ²	$h_{net,d}$ W/m ²	c_a J/kg°C	$\Delta_{a,t}$ °C	$\theta_{a,t}$ °C
	0	0	20,0	0	0	0	440	0,0	20,0
	5	0,0833	96,5	448	1913	2361	440	0,0	20,0
	10	0,1667	147,0	940	3163	4103	440	0,4	20,4
	15	0,2500	184,6	1443	4086	5529	440	0,7	21,2
	20	0,3333	214,7	1944	4813	6756	441	1,0	22,2
14	40	14,6667	735,2	17397	3249	20646	762	2,2	605,3
14	45	14,7500	736,1	17301	3216	20517	764	2,2	607,4
14	50	14,8333	736,9	17205	3184	20389	766	2,1	609,6
14	55	14,9167	737,7	17109	3151	20260	767	2,1	611,7
15	00	15,0000	738,6	17013	3119	20132	769	2,1	613,8
15	05	14,0833	739,4	16916	3088	20004	771	2,1	615,9

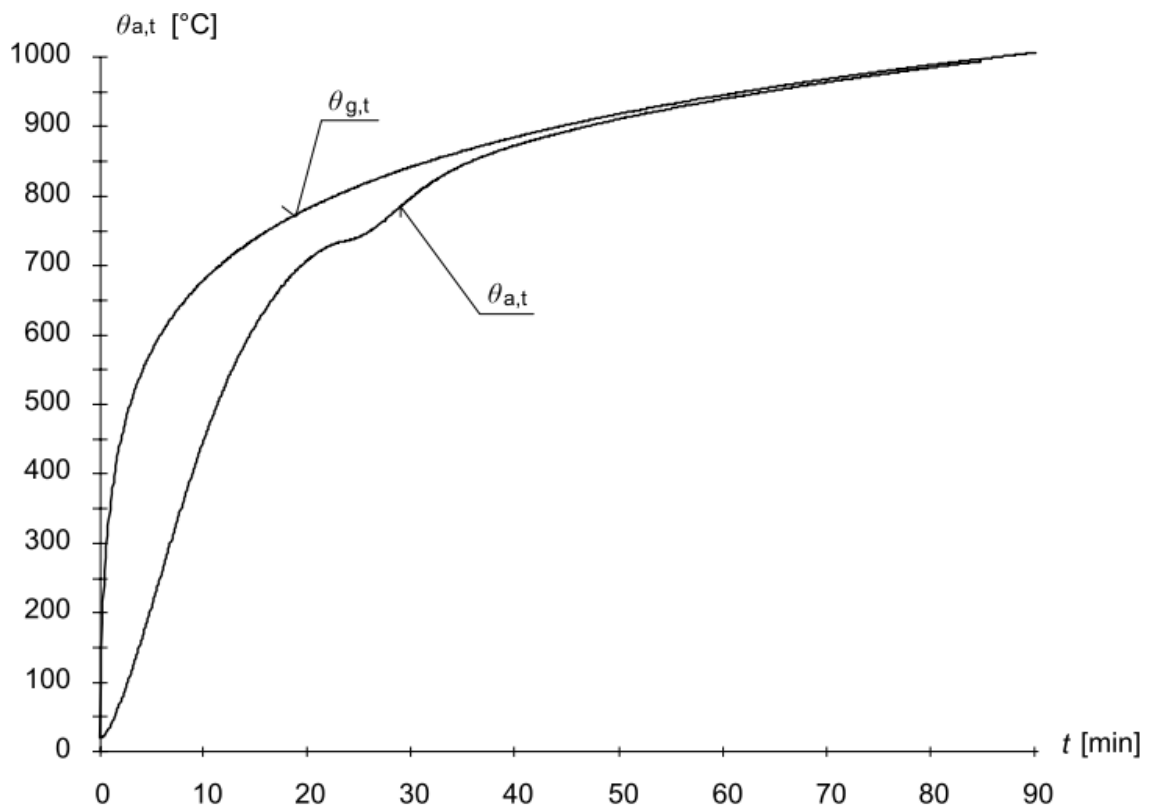


Figure 4: Courbes température-temps de l'acier et des gaz

ANNEXE E

Chapitre VI : Dimensionnement d'un hall métallique selon l'AISC

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 1 : Classification de la section transversale selon l'AISC.

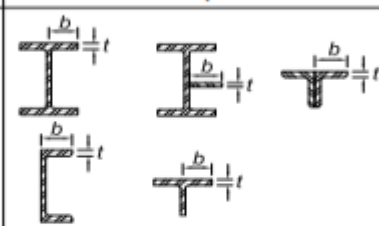
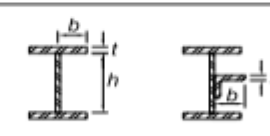
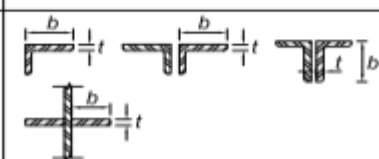
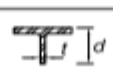
TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from 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	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^(a)	
	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	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	


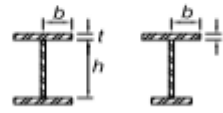
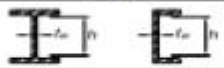





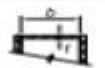

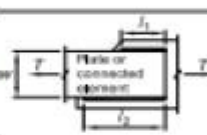

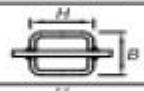
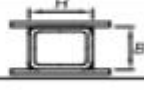
TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure						
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples	
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)		
Elements	10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, 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	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	

TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure						
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples	
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)		
Stiffened 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	$\frac{h_c}{h_o} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [a] $\frac{0.54 M_y}{M_p - 0.09 M_y} \leq \lambda_p$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	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	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

[a] $\lambda_c = 4.71 \sqrt{h/t_w}$, shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.
 [b] $F_L = 0.7 F_y$ for slender web I-shaped members and major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xc}/S_{xt} \geq 0.7$; $F_L = F_y S_{xc}/S_{xt} \geq 0.5 F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xc}/S_{xt} < 0.7$, where S_{xc} , S_{xt} = elastic section modulus referred to compression and tension flanges, respectively, in.² (mm²).
 [c] M_y is the moment at yielding of the extreme fiber. $M_p = F_y Z_{xc}$, plastic bending moment, kip-in. (N-mm), where Z_{xc} = plastic section modulus taken about x-axis, in.³ (mm³).
 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

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 5 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 $A_e = \text{area of the directly connected elements}$	—
4 ^(a)	Plates, angles, channels with welds at heels, tees, 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.	$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D < l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{4}$	
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.)	$b_f \geq \frac{3}{4}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{3}{4}d, U = 0.85$	—
	with web connected with four or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.70$	—
8	Single and double angles.	$U = 0.80$	—
	(If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	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).
^(a) $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$, where l_1 and l_2 shall not be less than 4 times the weld size.

Cas	Élément élançé	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 2 : Le facteur d'imperfection pour la largeur effective.

Référence bibliographique

[1] Dahmani Lahlou (Calcul des éléments de construction métallique selon l'Eurocode 3).

[2] L'Eurocode 3.

[3] Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; RÈGLEMENT
NEIGE ET VENT RNV /version 2013, CNERIB

[4] Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; RÈGLES

PARASISMIQUES ALGÉRIENNES « RPA / VERSION 2003 » par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003 (Algérie).

[5] Neggadi , Nassour , 2019 ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE À OGGAZ,
WILAYA DE MASCARA

[6] Specification for structural steel buildings. American institute of steel construction,
2016.(AISC).

[7] 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.

[8] Bensaleh , Lahmer , ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HANGAR
METALLIQUE DE STOCKAGE A AIN TEMOUCHENT.

[9] Meghachou , Benachour, Etude comparative dans le dimensionnement d'un hall métallique entre CCM97/EC3 et AISC.