

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences et Techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Constructions Métalliques

: Mixtes

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HANGAR
METALLIQUE A USAGE DE FABRICATION**

Présenté par : *BOUDIAF Yazid*

Encadrant : *OUCIEF H*

Pr. Université Badji Mokhtar - ANNABA

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
SLIMANI Faycel	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
OUCIEF Hocine	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
MEZIGHECHE Nawel	M.A.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

REMERCIEMENTS

POUR COMMENCER NOUS TENONS À REMERCIER EN PREMIER LIEU ALLAH LE TOUS PUISSANTS QUI NOUS A AIDER À CONCRÉTISER CE TRAVAIL ENSUITE NOUS REMERCIONS NOTRE ENCADREUR MR :OUCIEF HOCINE QUI A ET CHAPEAUTÉ SINCÈREMENT LA MISSION TOUT AU LONG DE LA RÉALISATION DE CE MÉMOIRE.

NOUS SOMMES TRÈS RAVIS DU COMPORTEMENT DES MEMBRES DU JURY QUI NOUS ONT DONNÉ UNE TOTALE CONFIANCE POUR S'EXPRIMER CONVENABLEMENT ET SANS STRESSE.

SANS OUBLIER DE REMERCIER AUSSI NOS ENSEIGNANTS POUR LEURS FIDÉLITÉ DANS L'ACCOMPLISSEMENT DE LEURS TACHES NOBLES EN ÂME ET CONSCIENCE ET QUI NOUS ONT DONNÉ TOUT POUR ARRIVER JUSQU'AU BOUT ET ENFIN NOUS N'OUBLIERONS JAMAIS DE REMERCIER CEUX QUI NOUS ONT DONNÉ TOUT POUR ARRIVER À CE NIVEAU QUE DIEU LES PROTÈGE, NOS PARENTS.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 1 : GENERALITE.....	1
Présentation du projet	1
Données géométrique du projet.....	1
Localisation et données concernant le site.....	1
Règlements techniques.....	1
Matériaux utilisés.....	2
Acier.....	2
Béton 2	
Résistance du béton	2
Les assemblages	2
Le boulonnage	2
Le soudage.....	2
Conception structurale	3
Structure verticale (les façades).....	3
Structure horizontale (les toitures)	3
CHAPITRE 2 : EVALUATION DES CHARGES.....	4
Introduction	4
Charges permanentes	4
Surcharges d'exploitation.....	4
Surcharges climatiques	4
Charges de neige.....	4
Effet du vent	7
Calcul de la force de frottement	14
Conclusion.....	15

CHAPITRE 3 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	16
Introduction	16
Dimensionnement des panneaux de couverture	16
Principe de choix d'un panneau sandwich	16
Panneau couverture.....	17
Calcul des pannes de couverture.....	17
Introduction	17
Espacement entre pannes	17
Evaluation des charges et surcharges.....	18
Pré dimensionnement des pannes	20
Dimensionnement et vérification des pannes.....	21
Vérification à l'Els (flèche).....	22
Condition de la résistance (Elu)	22
Vérification à la flexion déviée	22
Vérification au cisaillement	23
Vérification au déversement.....	24
Calcul des liernes	26
Introduction	26
Les efforts dans les liernes	26
Dimensionnement des liernes	27
Calcul de l'échantignolle.....	28
Introduction	28
Dimensionnement de l'échantignolle	29
Calcul des lisses de bardage	30
Introduction	30
Espacement des lisses	30

Efforts sollicitant la lisse.....	31
Pré dimensionnement des lisses	32
Dimensionnement et vérification des lisses	32
Vérification à l'Els (flèche).....	32
Condition de la résistance (Elu)	33
Vérification à la flexion déviée	33
Vérification au cisaillement	34
Vérification au déversement.....	34
Calcul des suspentes	35
Introduction	35
Calcul de l'effort dans la suspenste.....	35
Calcul de la section des suspentes	35
Calcul des potelets	36
3..8.1 Introduction	36
Le pré dimensionnement du potelet.....	36
Evaluation des charges	37
Vérification de la flexion composée	37
Vérification de la stabilité au déversement	41
Etude et dimensionnement de contreventement.....	47
Etude de contreventement horizontal.....	47
Evaluation des efforts horizontaux.....	48
Dimensionnement de la diagonal.....	49
Vérification de la section.....	50

Etude de contreventement vertical.....	51
Dimensionnement de la diagonal de la palée de stabilit.....	52
Vérification de la section.....	53
Conclusion.....	54
CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	55
Introduction	55
Justification des poteaux	55
Vérification.....	55
Vérification à la résistance	56
Vérification de l'effort tranchant.....	56
Vérification à l'effort normal	57
Vérification au moment fléchissant.....	57
Vérification de l'élément aux instabilités	58
Flexion composée avec risque de flambement.....	58
Vérification au flambement.....	59
Justification des traverses.....	61
Charges réparés sur la traverse.....	61
Vérification de la section à la résistance.....	62
Vérification de la résistance à la flexion composée	62
Vérification de flambement.....	63
Vérification de déversement.....	64
Vérification de la flèche.....	64
Justification des poutres sablières.....	65
Efforts sollicitants	65

Vérification de la résistance à la flexion composée	66
Vérification de flambement.....	67
Vérification de déversement.....	68
Vérification de la flèche.....	69

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ASSEMBLAGES.....70

Introduction	70
Calcul d'assemblages.....	70
Assemblage traverse – traverse	70
Efforts de calcul.....	71
Détermination des efforts dans les boulons	71
Dimensionnement des boulons.....	71
Condition de résistance des boulons.....	72
Assemblage platine traverse.....	73
Assemblage poteau – traverse	74
Efforts de calcul.....	75
Détermination des efforts dans les boulons	76
Dimensionnement des boulons.....	76
Condition de résistance des boulons.....	76
Moment résistant effectif de l'assemblage	77
Vérification.....	77
Assemblage platine traverse.....	79
Assemblage pieds de poteaux.....	81
Dimensionnement de la plaque d'assise	82

Dimensionnement de la tige d'ancrage.....	83
Condition d'équilibre du BAEL.....	83

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1	Les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales	11
Tableau 2	: Les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture	11
Tableau 3	: Les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales (V2 et V4)...	11
Tableau 4	: Les surfaces et les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture (V2 et V4).....	12
Tableau 5	: Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Pignon).....	13
Tableau 6	: Pressions sur la toiture - Direction V1 et V3 du vent (Pignon)	13
Tableau 7	: Pressions sur les parois verticales-Direction V2 et V4 du vent (long pan)	13
Tableau 8	: Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan).....	13
Tableau 9	: Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	17
Tableau 10	: Valeurs des pénalités Pq.....	45

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Vue en 3D de la structure.....	3
Figure 2 : Charges de la neige sur la toiture	6
Figure 3 : Directions du vent sur la structure	10
Figure 4 : détail de panneau sandwich (couverture).....	16
Figure 5: Vue en 3D de l'échantignolle	28
Figure 6 : Modèle de la structure en 3D	46
Figure 8 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	67
Figure 9 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse	71
Figure 10 : schéma de jonction poteau-	

LISTE DES NOTATIONS

Sollicitation-Contrainte-Déformation

qp : Pression dynamique de pointe

qréf : pression dynamique moyen de référence

W : pression aérodynamique

Fw : force aérodynamique résultante

S : charge caractéristique de la neige

Sk : charge de la neige sur le sol

G : action permanente

Q : action d'exploitation

g : Charge permanente uniformément répartie

q : Charge d'exploitation uniformément répartie

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa)

G : Module d'élasticité transversale de l'acier

Fp : Effort de précontrainte dans un boulon

M : Moment sollicitant, en général

Mcr : Moment critique élastique

Mel : Moment élastique

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

Mpl : Moment plastique

MR : Moment résistant

NR : Effort normal résistant

NPL : Effort normal de plastification

NU : Effort normal ultime

V : Effort tranchant sollicitant

VPL : Effort tranchant de plastification

NK : Effort normal critique d'Euler

Npl : Effort normal de plastification

Nu : Effort normal ultime

Vu : Effort tranchant ultime

f (ou δ) : Flèche d'une poutre

fub : Contrainte de rupture d'un boulon

fu : Contrainte de rupture d'une pièce

fY : Limite d'élasticité d'un acier

ε (epsilon) : Déformation linéaire unitaire

ε_Y : Déformation correspondant à la limite d'élasticité

σ : (sigma) Contrainte normale

σ_K : Contrainte critique d'Euler

τ : (tau) Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Caractéristique Géométriques

A : Section brute d'une pièce (cm²).

A_{net} : Section nette d'une pièce (cm²).

AV : Aire de cisaillement (cm²).

AW : Section de l'âme d'une pièce (cm²).

AS : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm²).

IT : Moment d'inertie de torsion (cm⁴).

IW : Facteur de gauchissement d'une section (cm⁴).

IY : Moment d'inertie de flexion maximal (cm⁴).

IZ : Moment d'inertie de flexion minimal (cm⁴).

WEL : Module de résistance élastique (cm⁴).

WPL : Module de résistance plastique (cm³).

a : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm).

d0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).

h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).

i : Rayon de giration d'une section (mm, cm).

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m).

lf : Longueur de flambement (mm, cm, m).

ld : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).

lK : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).

R : Rigidité d'une barre (cm³).

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm).

tf : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm).

tw : Epaisseur d'une âme de poutre (mm, cm).

∅ : Diamètre d'une section transversale (cm², mm²).

Coefficients et Grandeurs sans Dimensions

Cpe : coefficient de pression extérieur

Cpi : coefficient de pression intérieur

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

ks : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons

ky et kz : Coefficients de flambement flexion

k_t : Coefficient de voilement par cisaillement

$n=N / N_{pl}$: ou nombre de boulons

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

β_w : Facteur de corrélation (soudures)

ε :(epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier

η :(eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)

λ :(lambda) Elancement

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler

λ_k : Élancement eulérien

λ : Elancement réduit

λ_{LT} : Élancement de déversement

λ_w : Élancement de l'âme d'un poutre

μ :(mu) Coefficient de frottement

ρ :(rho) Rendement d'une section

χ :(chi) Coefficient de réduction de flambement

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement

ψ : Coefficient de distribution de contraintes (psi)

CHAPITRE 1 : GENERALITES

1.1 Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique composé d'un grand espace pour la fabrication

Il y a deux accès par des portails, avec chacun sur les deux façades du pignon.

L'ouvrage est situé à la commune d'EL-MATROUHA, El-Taref, Wilaya de « EL-TAREF » la structure est d'une surface de 1056.00 m², 22.00 m de largeur et 48.00 m de longueur avec un espacement entre portiques de 6.00 m ce qui fait le total de huit (09) portiques.

1.1.1 Données géométrique du projet

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- ✓ La longueur de la structure.....48.00 m
- ✓ La largeur de la structure.....22.00 m
- ✓ La hauteur totale (au faitage)..... 05.95 m
- ✓ La hauteur des poteaux (à la poutre sablière)5.00 m
- ✓ La pente de versant $\alpha = 05^\circ$

1.1.2 Localisation et données concernant le site

Le projet est un Hangar implanté dans un terrain plat à la d'EL-MATROUHA, El-Taref, Wilaya de « EL-TAREF »

- ✓ La contrainte admissible du sol est de = 1.5 bars (à une profondeur de 1.50m par rapport au terrain naturel avec réception du fond de fouille C.T.C)
- ✓ Altitude: 315 m
- ✓ Zone de neige: Zone B
- ✓ Zone du vent: Zone III
- ✓ Zone sismique: Zone IIa

1.2 Règlements techniques

Pour l'étude de ce projet les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- ✓ **Eurocode03** : Règle de calcul des constructions en acier
- ✓ **RPA 99 version 2003** : Règlement parasismique Algérienne version 2003.

- ✓ **RNV99 version 2013** : Règle définissant les efforts de la neige et du vent.
- ✓ **DTR B.C.2.2** : Document technique règlement des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

1.3 Matériaux utilisés

1.3.1 Acier

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- ✓ Nuance d'acier : FE = 360
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

1.3.2 Béton

- ✓ Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3
- ✓ Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3

1.3.2.1 Résistance du béton

Ces caractéristiques sont :

- ✓ La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ La résistance caractéristique à la traction: $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$.
- ✓ Poids volumique = 2500 Kg/m^3

1.4 Les assemblages:

Les principaux modes d'assemblages sont:

1.4.1 Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

1.4.2 Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler

1.5 Conception structurale

La conception de ce bâtiment industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants:

- ✓ L'économie.
- ✓ La faisabilité.
- ✓ Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- ✓ Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

1.5.1 Structure verticale (les façades)

Un bardage utilisé maintenu en place à l'aide des lisses

1.5.2 Structure horizontale (les toitures)

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection

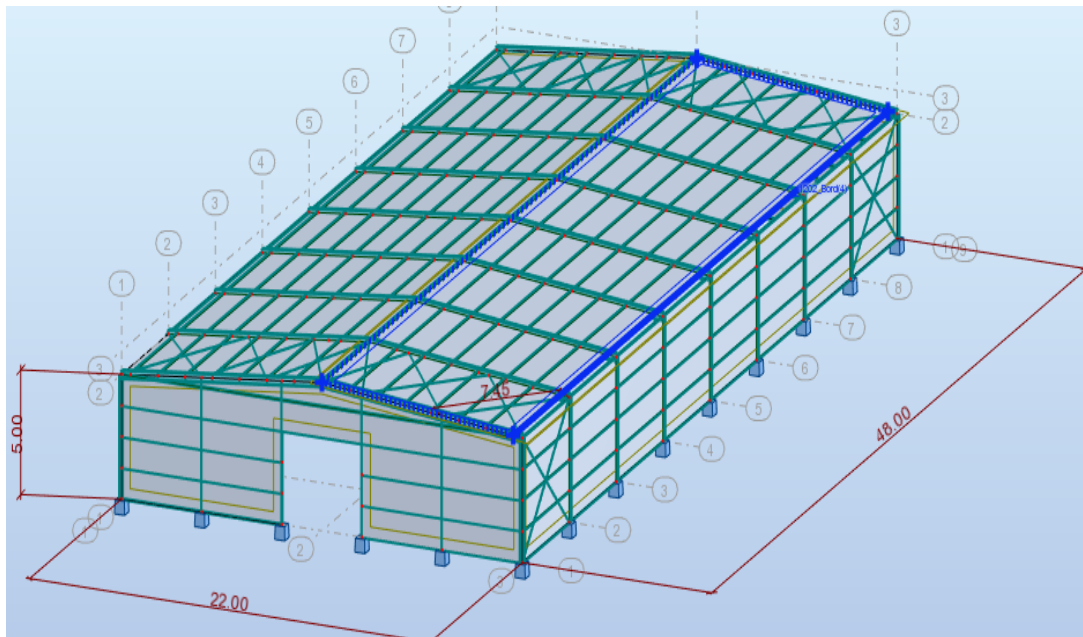


Figure1 : Vue en 3D de la structure

CHAPITRE 2 : EVALUATION DES CHARGES

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage ; Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

2.2 Charges permanentes

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture et le bardage

2.3 Surcharges d'exploitation

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100 daN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (*DTR B.C.2.2*).

2.4 Surcharges climatiques

2.4.1 Charges de neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent» *RNV99-version 2013*.

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante:

$$S = \mu * S_k \quad \text{daN/m}^2$$

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture.

S_k: Charge de neige sur le sol.

a) La charge de la neige sur le sol S_k :

Le projet est à EL MATROUHA wilaya de E TAREF qui classée en zone B selon la classification de *RNVA 2013*.

L'altitude du projet est environ 315 m

$$S_k = \frac{0.04 * H + 10}{100} \quad (\S 4.2 \text{ RNVA } 2013)$$

$$S_k = \frac{0.04 * 315 + 10}{100} = 0.226 \text{ KN/m}^2$$

$$S_k = 0.226 \text{ KN/m}^2$$

b) Coefficient de forme de la toiture :

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par le tableau 2 du RNVA 2013 pour une pente compris entre 0° et 30° :

Dans Notre cas : $\alpha = 5^\circ$ alors $\mu_1 = 0,8$

c) La charge de la neige sur la toiture :

$$S = \mu_1 \times S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

$$S = 0.1808 \text{ KN/m}^2$$

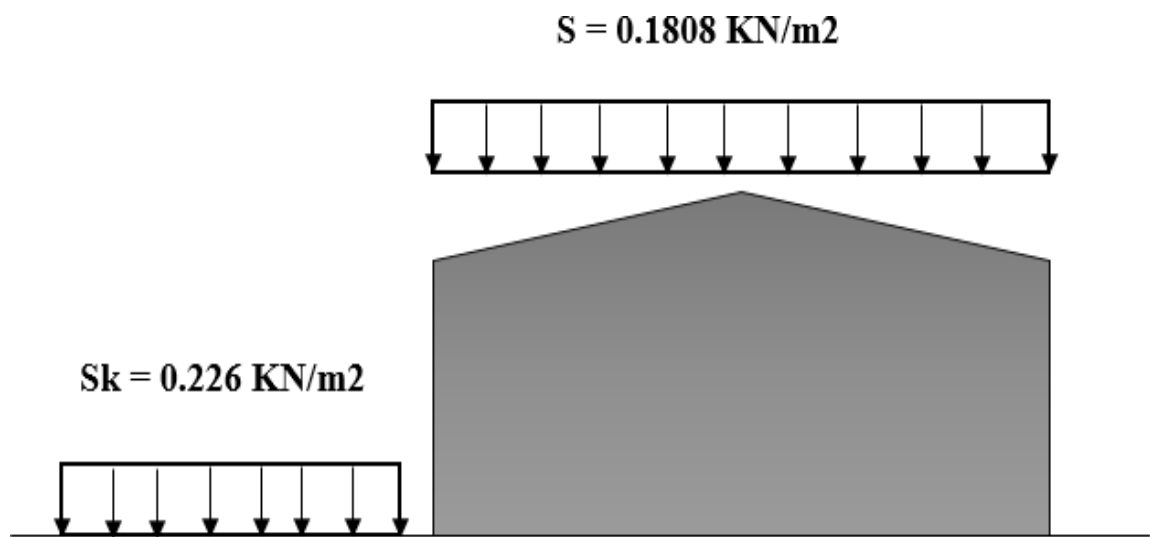


Figure 2 : Charges de la neige sur la toiture

2.4.2 Effet du vent

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent, il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui est par ailleurs conditionné également par le relief terrestre. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ✓ La direction.
- ✓ L'intensité.
- ✓ La région.
- ✓ Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- ✓ La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et Vent » *RNV99-version 2013*.

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = w_j = q_{dyn} * C_d * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [dan/m^2]$$

q_{dyn} : Pression dynamique du vent

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

a) Données relatives au site

Le site du projet se trouve à EL MATROUHA la willaya d'EL TAREF (*Annexe A.2*)

- ✓ Zone III **q_{réf} = 500 N/m²** (*Tableau 2.2 chapitre 2 RNVA 2013*)
- ✓ Catégorie III
- ✓ Le facteur de terrain **K_t = 0,215**
- ✓ Le paramètre de rugosité **Z₀ = 0,3** (*Tableau 2-4, chapitre 2 RNVA2013*)
- ✓ La hauteur minimal **Z_{min} = 5m**
- ✓ Nature du site : Plat **CT= 1**

b) Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur inférieure à 15m (5.947m), on prend: **$C_d = 1$**

$C_d < 1,2$ donc la construction est peu sensible aux excitations dynamiques

c) Pression dynamique q_{dyn} :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad [daN/m^2]$$

$q_{réf}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent. $q_{réf} = 50 \text{ daN/m}^2$

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du Coefficient de topographie (C_t). **$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$**

Z_{j1} : hauteur de référence: $z_j = 5.947\text{m}$

d) Coefficient de rugosité(C_r) :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur vitesse moyenne du vent.

✓ $C_r(z) = K_t * \ln(z/z_0)$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m}$ (2.3 chapitre 2 RNVA 2013)

✓ $C_r(z) = K_t * \ln(Z_{min}/Z_0)$ pour $Z < Z_{min}$

On a: $Z = 5.947\text{m}$; $Z_{min} = 5\text{m}$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m}$

$$C_r(z) = 0.215 * \ln(5.947/0.3)$$

$$C_r(z) = \mathbf{0.60}$$

e) L'intensité de turbulence I_v :

L'intensité de turbulence définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par la formule : (2.5 chapitre 2 RNVA 2013)

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$I_v(z) = 1 / (1(z) \cdot \ln(5.94/5))$$

$$I_v(z) = 0.334$$

f) Coefficient d'exposition (C_e)

Le coefficient d'exposition au vent C_e(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. C_e(z) est donnée par :

$$C_e(Z_j) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot [1 + 7I_v(z)]$$

$$C_e(Z_j) = (1)^2 \cdot (0.60)^2 \cdot [1 + 7 \cdot (0.334)]$$

$$C_e(Z_j) = 1.364$$

g) La pression dynamique :

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e$$

$$q_{dyn} = 50 \cdot 1.364$$

$$q_{dyn} = 68.2 \text{ daN/m}^2$$

$$Z_j = 5$$

$$\checkmark C_r(z) = K_t \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \quad (2.3 \text{ chapitre 2 RNVA 2013})$$

$$\checkmark C_r(z) = K_t \cdot \ln(Z_{min}/Z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

$$\text{On a: } Z = 5m ; Z_{min} = 5m \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m C_r(z)$$

$$= 0.215 \cdot \ln(5/0.3)$$

$$C_r(z) = 0.60$$

h) L'intensité de turbulence I_v :

L'intensité de turbulence définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la

vitesse moyenne du vent est donnée par la formule : (2.5 chapitre 2 RNVA 2013)

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$I_v(z) = 1 / (1(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) (5/0.3))$$

$$I_v(z) = 0.355$$

$$C_e(Z_j) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot [1 + 7I_v(z)]$$

$$C_e(Z_j) = (1)^2 \cdot (0.60)^2 \cdot [1 + 7 \cdot (0.334)]$$

$$C_e(Z_j) = 1.254$$

i) La pression dynamique :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{réf}} \cdot C_e$$

$$q_{\text{dyn}} = 50 \cdot 1.254$$

$$q_{\text{dyn}} = 62.8 \text{ daN/m}^2$$

j) Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée

- ✓ **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent
- ✓ **d** : la dimension parallèle à la direction du vent

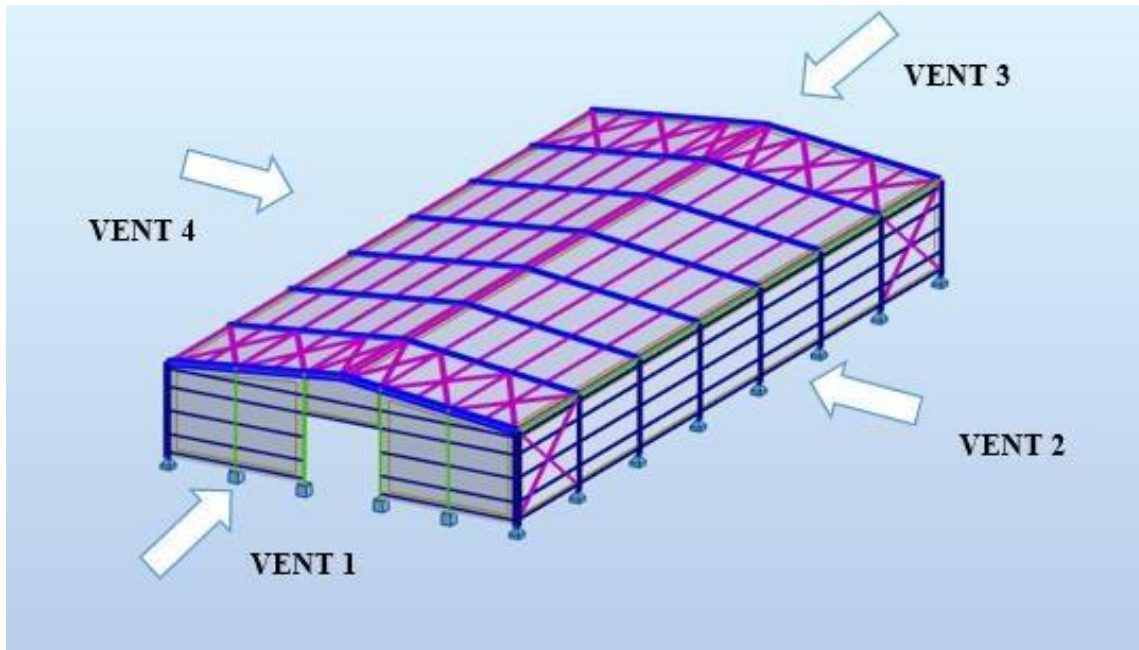


Figure 3 : Directions du vent sur la structure.

k) Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Les C_{pe} s'obtiennent à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Où S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée

➤ **Vent sur le pignon V1 et V3 :**

❖ **Parois verticales**

On se réfère au *paragraphe 1.1.1.2 du chapitre (5-1) du RNVA 2013* pour déterminer les différentes zones de pression ; Et au *tableau (5-1)* pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe}, pour chaque direction du vent considérée.

$$d = 48.00\text{m} \quad b = 22.00\text{m} \quad h = 5.947 \text{ m}$$

$$e = \text{Min}(b ; 2h) ; e = \text{Min}(20 ; 2 \times 5.947 = 11.89) \quad \text{donc } e = 11.89 ; e/5 = 2.38$$

$$S(A) = h \times (e/5) = 5.947 \times 2.38 = 14.15\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Si la petite surface est supérieure à 10m^2 donc les $S(B)$ et $S(C)$ sont supérieurs à 10m^2

zones	A	B	C	D	E
Cpe	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 1 Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales

Toiture

On se réfère au *chapitre (5-4) du RNVA 2013* pour déterminer les différentes zones de pression ;
Et au *tableau (5-4)* pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

$$e = \text{Min}(b ; 2h) ; e = \text{Min}(22 ; 2*5.947 = 11.89) \text{ donc } e = 11.89 ; e/4 = 2.97$$

Zone	F	G	H	I
S (m^2)	3.53	9.54	52.31	462.6
Cpe	-2.2	-2	-0.7	-0.6

Tableau 2 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

➤ Vent sur le long-pan V2 et V4 :

❖ Parois verticales

$$d = 22.00\text{m} \quad b = 48.00\text{m} \quad h = 5.947 \text{ m}$$

$$e = \text{Min}(b ; 2h) ; e = \text{Min}(48 ; 2*5.947 = 11.89) \text{ donc } e = 11.89 ; e/5 = 2.38$$

$$S(A) = h * (e/5) = 5.947 * 2.38 = 14.15\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Si la petite surface est supérieure à 10m^2 donc les $S(B)$ et $S(C)$ sont supérieurs à 10m^2

Donc on adopte avec le $C_{pe,10}$

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 3 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales (V2 et V4)

❖ Toiture

$$e = \text{Min}(b ; 2h) ; e = \text{Min}(48 ; 2*5.947= 11.89) \text{ donc } e = 11.89 ; e/4 = 2.97$$

$$\Theta = 0^\circ \text{ (Deux versants)}$$

Zone	F	G	H	I	J
S (m ²)	3.53	50	470.9	470.9	57.07
C _{pe}	-2.5	-1.2	-0.6	-0.6	-0.2

Tableau 4 : Les surfaces et les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture
(V2 et V4)

Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le Coefficient de pression intérieur C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité qui est définie comme suit :

$$\mu = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aire de tout les ouvertures}}$$

$$\mu_1 = 39.2/54.4$$

$$\mu_1 = 0.72$$

$$\mu_2 = 42.2/54.4$$

$$\mu_2 = 0.77$$

Figure 5.14 (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pi} du diagramme :

$h/d = 0.1 < 0.25$ On choisit le trait discontinue

Pour V1 et V3 On adopte C_{pi} = - 0.1

$h/d = 0.22 \leq 0.25$ On choisit le trait discontinue

Pour V2 et V4 On adopte C_{pi} = - 0.17

Calcul de la pression due au vent q_j :

La pression due au vent q_j ou la pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivant :

$$W(z_j) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad \text{formule (2.6) chapitre 2 de RNVA 2013}$$

Zone	C _{Pe}	C _{Pi}	C _{Pe} -C _{Pi}	q _p (N/m ²)	W _j (N/m ²)
A	-1.0	- 0.1	-0.9	628	-565.2
B	-0.8	- 0.1	-0.7	628	-439.6
C	-0.5	- 0.1	-0.4	628	-251.2
D	+0.8	- 0.1	0.9	628	656.2
E	-0.3	- 0.1	-0.2	628	-125.6

Tableau 5 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Pignon)

Zone	C _{Pe}	C _{Pi}	C _{Pe} -C _{Pi}	q _p (N/m ²)	W _j (N/m ²)
F	-2.2	-0.1	-2.1	682	-1432.2
G	-2	-0.1	-1.9	682	-1295.8
H	-0.7	-0.1	-0.6	682	-409.2
I	-0.6	-0.1	-0.5	682	-341.1

Tableau 6 : Pressions sur la toiture - Direction V1 et V3 du vent (Pignon)

Zone	C _{Pe}	C _{Pi}	C _{Pe} -C _{Pi}	q _p (N/m ²)	W _j (N/m ²)
A	-1.0	-0.17	-1.83	628	-521.24
B	-0.8	-0.17	-0.63	628	-395.64
C	-0.5	-0.17	-0.33	628	-207.24
D	+0.8	-0.17	0.97	628	609.16
E	-0.3	0.17	-0.13	628	-81.64

Tableau 7 : Pressions sur les parois verticales-Direction V2 et V4 du vent (long pan)

Zone	C _{Pe}	C _{Pi}	C _{Pe} -C _{Pi}	q _p (N/m ²)	W _j (N/m ²)
F	-2.5	-0.17	-2.33	682	-1589.06
G	-1.2	-0.17	-1.03	682	-702.46
H	-0.6	-0.17	-0.43	682	-293.26
I	-0.6	-0.17	-0.43	682	-293.26
j	-0.2	-0.17	-0.03	682	-20.46

Tableau 8 : Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan).

2.5 Calcul de la force de frottement

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit $d/b \geq 3$ et $d/h \geq 3$

- ✓ **b**: la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- ✓ **h**: la hauteur de la construction.
- ✓ **d**: la dimension de la construction parallèle au vent.

La force de frottement F : $F_{fr} = \sum [q_{dyn}(z_j) * C_{fr} * S_{fr,j}]$ [N] (formule 2.8).

➤ Direction du vent (Vent \perp pignon)

$$\frac{d}{h} = \frac{48}{5.95} = 8.06 > 3$$

vérifiée

$$\frac{d}{b} = \frac{48}{22} = 2.18 < 3$$

non vérifiée

a) Paroi verticale

$$S_{fr} = (48 \times 5) \times 2 = 480 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 62.8 \times 0,04 \times 480 = 1205.76 \text{ daN.}$$

b) Versant de toiture

$$S_{fr} = \frac{b}{\cos(\alpha)} * d = \frac{22}{\cos(5)} * 2 * 48 = 2120.1 \text{ cm}^2$$

$$S_{fr} = 2120.1 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 68.2 \times 0,04 \times 2120.1 = 5783.6 \text{ daN.}$$

➤ Direction du vent (Vent \perp long pan)

$$\frac{d}{h} = \frac{22}{5.95} = 3.69 > 3$$

vérifiée

$$\frac{d}{b} = \frac{22}{48} = 0.45 < 3$$

non vérifiée

a) Paroi verticale

$$S_{fr} = (22 \times 5) \times 2 = 220 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 62.8 \times 0,04 \times 220 = 522.64 \text{ daN.}$$

b) Versant de toiture

$$S_{fr} = 22 \times 0.95 \times 2 = 41.8 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 68.2 \times 0.04 \times 41.8 = 114.03 \text{ daN}.$$

➤ **La force de frottement totale**

$$F_{fr} = \sum F_{fr} (\text{toiture}) + F_{fr} (\text{p. Verticale})$$

$$F_{fr} = (5783.6 + 114.03) + 1205.76 = 7103.39 \text{ daN}$$

$$F_{fr} = 71.03 \text{ KN}$$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques).

Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, ...)

CHAPITRE 3 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 Introduction

Les caractéristiques de notre structure étant définies, nous passons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment

3.2 DIMENSIONNEMENT DES PANNEAUX DE COUVERTURE

3.2.1 Principe de choix d'un panneau sandwich

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante.

Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale

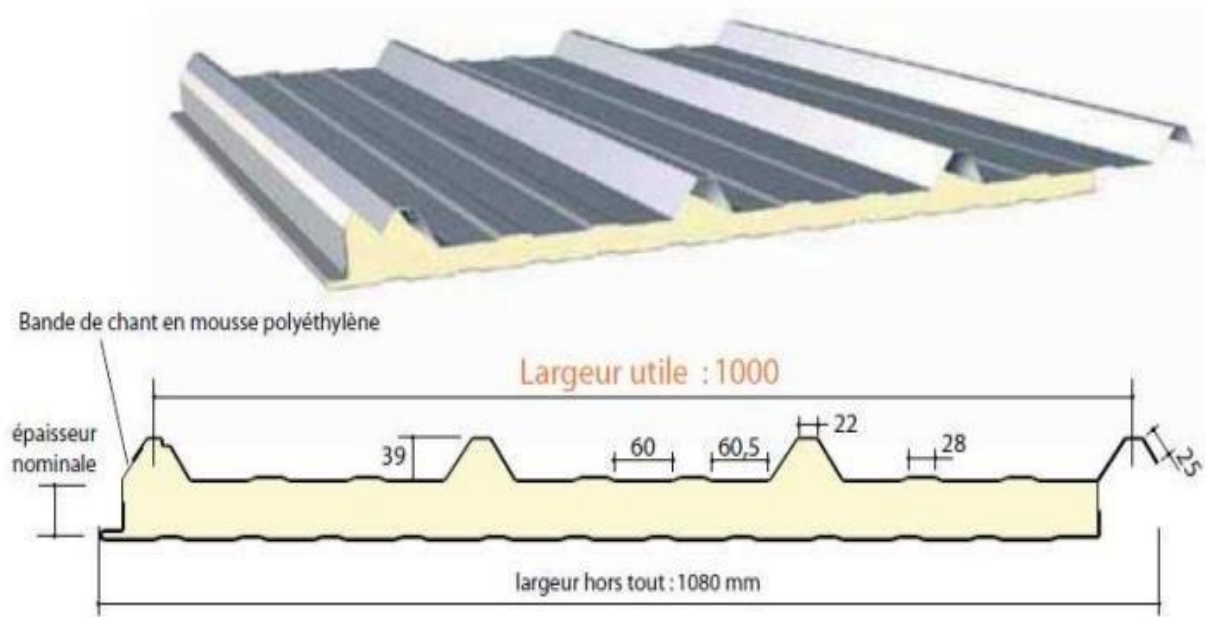


Figure 4 : détail de panneau sandwich (couverture).

3.2.2 Panneau couverture

Pour choisir le panneau couverture convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicitée la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W = -1.432 \text{ KN/m}^2$

Suivant une fiche technique on va choisir l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre

On fait choisir un panneau de couverture de 30mm d'épaisseur ce qui donne un poids de **20 kg/m²**

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau 9 : Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur

3.3 CALCUL DES PANNES DE COUVERTURE

3.3.1 Introduction

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou H, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques

3.3.2 Espacement entre pannes

Dans notre cas la charge du vent maximale sur la toiture $w = -1.432 \text{ KN/m}^2$ (dépression) ;
à l'aide de la fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures.

D'après le tableau annexe1 on adopte pour une portée maximale entre les pannes de **3m**
 \Rightarrow On prend l'entraxe entre les pannes $e=1.5\text{m}$

3.3.3 Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes (G) :

- ✓ Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)..... 20 Kg/m^2
- ✓ Poids propre d'accessoire d'attache..... 2 Kg/m^2

$$G = (P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) * e$$

e: espacement entre les pannes (e= 1,5m)

$$G = (20 + 2) * 1,5 = 33 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.33 \text{ KN/m}$$

Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessible, on considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne (D'après le DTR BC 2.2).

$$M \text{ max} = \frac{P'l}{3} = \frac{Pl^2}{8}$$

$$P = \frac{8*P'}{3*l} = \frac{8*100}{3*6} = 44,44 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{eq} = 0,444 \text{ KN/ml}$$

Surcharges climatiques :

- ✓ Surcharge du vent (W) : $W = (-1.589 \times 1.5) = -2.3835 \text{ KN/ml}$
- ✓ Surcharge de le neige (S) : $S = (0.1808 \times 1.5) = 0.2712 \text{ KN/ml}$

Charges à prendre en considération :

- ✓ $G = 0.33 \text{ KN/ml.}$
- ✓ $W = -2.3835 \text{ KN/ml.}$
- ✓ $S = 0.2712 \text{ KN/ml.}$
- ✓ $Q = 0.444 \text{ KN/ml}$

Décomposition des charges :

Suivant l'axe Z-Z :

- ✓ $G_z = G \cos \alpha = 0,32 \text{ KN/m.}$
- ✓ $Q_z = Q \cos \alpha = 0,44 \text{ KN/m.}$
- ✓ $W_z = W = -2.3835 \text{ KN/m.}$
- ✓ $S_z = S \cos \alpha = 0,27 \text{ KN/m.}$

Suivant l'axe Y-Y :

- ✓ $G_y = G \sin \alpha = 0,028 \text{ KN/m.}$
- ✓ $Q_y = Q \sin \alpha = 0,038 \text{ KN/m.}$
- ✓ $W_y = 0 \text{ KN/m.}$
- ✓ $S_y = S \sin \alpha = 0,023 \text{ KN/m}$

Les combinaisons d'actions

❖ **ELU :**

Suivant l'axe z-z :

- ✓ $\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.095 \text{ KN/ml}$
- ✓ $\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 0.837 \text{ KN/ml}$
- ✓ $\text{Comb 3} = G_z + 1.5W = -4.007 \text{ KN/ml}$
- ✓ $\text{Comb 4} = G_z + 1.35W + S_z = -3.942 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe y-y :

- ✓ Comb 1 = $1.35G_y + 1.5S_y = 0.071$ KN/ml
- ✓ Comb 2 = $1.35G_y + 1.5Q_y = 0.094$ KN/ml
- ✓ Comb 3 = $1,35G_y = 0.037$ KN/ml

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

- ✓ $q_{uz} = G_z + 1.5W = -4.007$ KN/ml
- ✓ $q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.094$ KN/ml

❖ **ELS :**

Suivant l'axe z-z :

- ✓ Comb 1 = $G_z + Q_z = 0.762$ KN/ml
- ✓ Comb 2 = $G_z + S_z = 0.668$ KN/ml
- ✓ Comb 3 = $G_z + W = -2.063$ KN/ml

Suivant l'axe y-y:

- ✓ Comb 1 = $G_y + Q_y = 0.066$ KN/ml
- ✓ Comb 2 = $G_y + S_y = 0.051$ KN/ml
- ✓ Comb 3 = $G_y + W = 0.028$ KN/ml

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée

- ✓ $q_{sz} = G_z + W = -2.063$ KN/ml
- ✓ $q_{sy} = G_y + Q_y = 0.066$ KN/ml

3.3.4 Pré dimensionnement des pannes

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

Condition de flèche (l'ELS) et Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance

Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée): $F \leq F_{adm}$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot L^3 \cdot 200}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 2.063 \cdot 10^{-2} \cdot 600^3 \cdot 200}{384 \cdot 21000} = 690.58 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 690.58 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **IPE 160**

Avec : $I_y = 869.3 \text{ cm}^4$ et $I_z = 68.31 \text{ cm}^4$

Poids propre réel :

$G = (P_{\text{couverture}} + \text{Accessoire}) \times e + P_{\text{panne}}$

$$G = (20+2) \times 1.5 + 15.8 = 48.8 \text{ Kg/ml}$$

G=0.488 KN/ml

✓ $G_Z = 0,437 \times \cos 5^\circ = 0,486 \text{ KN/ml}$

✓ $G_Y = 0,439 \times \sin 5^\circ = 0.042 \text{ KN/ml}$

Les combinaisons les plus défavorables :

❖ **L'ELU:**

✓ $q_z = -4.007 \text{ KN/ml}$

✓ $q_y = 0.94 \text{ KN/ml}$

❖ **L'ELS:**

✓ $q_z = -2.063 \text{ KN/ml}$

✓ $q_y = 0.066 \text{ KN/ml}$

3.3.5 Dimensionnement et vérification des pannes

3.3.5.1 Vérification à l'Els (flèche)

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \cdot 2.063 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 869.3} = 1.90 \text{ cm} \leq \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.40 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 3 \text{ cm}$$

vérifiée

Suivant l'axe Y-Y :

$$f_z = \frac{5 \cdot 0.085 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 68.31} = 0.77 \text{ cm} \leq \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 0.77 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 3 \text{ cm}$$

vérifiée

3.3.5.2 Condition de la résistance (Elu)

3.3.5.2.1 Vérification à la flexion déviée

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

$$\alpha = 2 \text{ pour les profile en I} \quad ; \quad \beta = 5n \geq 1 \quad ; \quad n = N / N_{\text{pl}} = 0$$

$$\beta = 1$$

$$M_{\text{sd}} = q \cdot l^2 / 8 \quad \text{tel que :}$$

Axe Z-Z :

$$M_{\text{ysd}} = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{4.007 \cdot 6^2}{8} = 18.03 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y :

$$M_{zsd} = \frac{Q_y * l^2}{8} = \frac{0.085 * 3^2}{8} = 0.105 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}}$$

Pour le γ_{m0} on doit déterminer la classe du profile.

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\text{Ame: } d / t_w = 127.2/5 = 25.44 \leq 72\varepsilon \quad \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Semelle: } c / t_f = b/2 / t_f = 41/7.4 = 5,54 \leq 10\varepsilon \quad \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc **la section de classe 1** et $\gamma_{m0} = 1$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = 29.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} = 6.133 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{18.03}{29.12} \right]^2 + \left[\frac{0.105}{6.133} \right]^1 = 0.400 \leq 1$$

Vérifiée

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

3.3.5.2.2 Vérification au cisaillement

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd} \quad [EC .3 p158]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} \quad [EC .3 p158]$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_z * l}{2} = \frac{4.007 * 6}{2} = 12.02 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = A_v * \frac{f_v}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = 9.66 * \frac{23.5}{\sqrt{3} * 1} = 131.06 \text{ KN}$$

$$V_{ysd} = \frac{Q_y * l}{2} = 0.198 \text{ KN}$$

Avec : $A_{vy} = A - A_{vz} = 10.43 \text{ cm}^2$

$$V_{plrd} = A_{vy} \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 141.38 \text{ KN}$$

Donc :

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

$$V_{ysd} < V_{pl,rd}$$

3.3.5.2.3 Vérification au déversement

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement

Contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement, et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée

$$M_{brd} = XLT * \beta_w * \frac{M_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}}$$

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

- ✓ $\beta_w = 1$ Pour les sections de classe (1) et (2)
- ✓ $M_{b,rd}$: Moment résistant au déversement.
- ✓ $M_{b,rd}$: Moment sollicitant
- ✓ χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement

Remarque : M_{sdy} sera calculé sous l'action de vent.

$$M_{sdy} = Q_z \times l^2 / 8 = 4.007 \times 6^2 / 8 = 18.03$$

λ_{LT} barre : c'est l'élancement de déversement $\lambda_{LT} = \sqrt{\beta_w} * \frac{l_{LT}}{\lambda}$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = 93,9 \epsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{E/f_y} = 1 \rightarrow \lambda l = 1$$

Pour une poutre constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

[Annexe F EC03 partie 1-1]

$$\bar{\lambda} LT = \frac{l/l_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \left(\frac{\frac{1}{20} \left(\frac{l}{l_z} \right)}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}}$$

l : longueur de maintien latéral

$$\bar{\lambda} LT = \frac{109.44}{93.9} = 1.165$$

$$\bar{\lambda} LT = 1.165 > 0.4$$

il y a risque de déversement

$$XLT = \frac{1}{\Phi LT + [\Phi LT^2 - \bar{\lambda} LT^2]^{1/2}} \leq 1$$

$$\Phi LT = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

α LT = 0.21 pour les profils laminés

$$D'où : \Phi LT = 0.5 \times [1 + 0.21(1.165 - 0.2) + 1.165^2] = 1.27$$

$$XLT = \frac{1}{1.27 + [1.27^2 - 1.165^2]^{0.5}} = 0.35$$

$$M_{brd} = XLT * \beta_w * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = 0.35 * 1 * 29.12 = 10.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 18.03 \text{ KN.m} > M_{brd} = 10.19 \text{ KN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée

Donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée ; on augmente la section de profile à un IPE 180.

$$\bar{\lambda}LT = \frac{103.53}{93.9} = 1.102$$

$$\bar{\lambda}LT = 1.102 > 0.4$$

il y a risque de déversement

$$XLT = \frac{1}{\phi LT + [\phi LT^2 - \lambda LT^2]^{1/2}} \leq 1$$

$$\Phi LT = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\text{D'où : } \Phi LT = 0.5 \times [1 + 0.21(1.102 - 0.2) + 1.102^2] = 1.20$$

$$XLT = \frac{1}{1.20 + [1.20^2 - 1.102^2]^{0.5}} = 0.597$$

$$M_{brd} = XLT * \beta_w * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = 0.597 * 1 * 39.104 = 23.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 18.03 \text{ KN.m} < 23.35 \text{ KN.m}$$

vérifiée

Donc la condition est vérifiée on adopte un **IPE 180**.

3.4 CALCUL DES LIERNES

3.4.1 Introduction

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

3.4.1 Les efforts dans les liernes

Le poids propre de la panne d'IPE 180 :

$$G = 18.8 \text{ Kg/ml}$$

La combinaison de charge est la suivante :

$$q_{uy} = 1,35G_y + 1,5 Q_y$$

$$G = [(20+ 2) \times 1,5 + 18.8 = 51.8 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.518 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark G_z = 0.518 \cdot \cos 5^\circ = 0,508 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark G_y = 0.518 \cdot \sin 5^\circ = 0,044 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark q_{uy} = 1,35 \times 0,044 + 1,5 \times 0,046 = 0.128 \text{ KN/ml}$$

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y \text{ donc } l_y = l/2 = 3\text{m}$$

$$q_{uy} = 0.128 \text{ KN/ml}$$

$$R = 0.128 \times 3 = 0.384 \text{ KN}$$

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = R/2 = 0.384/2 = 0.192 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 0.192 + 0.384 = 0.576 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 0.96 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L4 :

$$T_4 = T_3 + R = 1.344 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L5 :

$$\Theta = 32.88^\circ \text{ (arctang)}$$

$$T_5 = T_4/2 \sin 32.88 = 1.23 \text{ KN}$$

3.4.3 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est T4

Condition de vérification à la résistance plastique de la section brute :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{donc } A \geq \frac{\gamma_{m0} \cdot N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \cdot 1.344}{23.5} = 0.052 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \theta^2}{40} \geq 0.057$$

$$\text{Donc } \varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.057}{3.14}} \geq \mathbf{0.269 \text{ cm}}$$

Pour des raisons pratique, on adopte pour une barre ronde de diamètre $\varphi = \mathbf{3 \text{ mm}}$

3.5 CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE

3.5.1 Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action et soulèvement du vent). L'excentrement « t » est limité par la condition suivante : $\mathbf{2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)}$

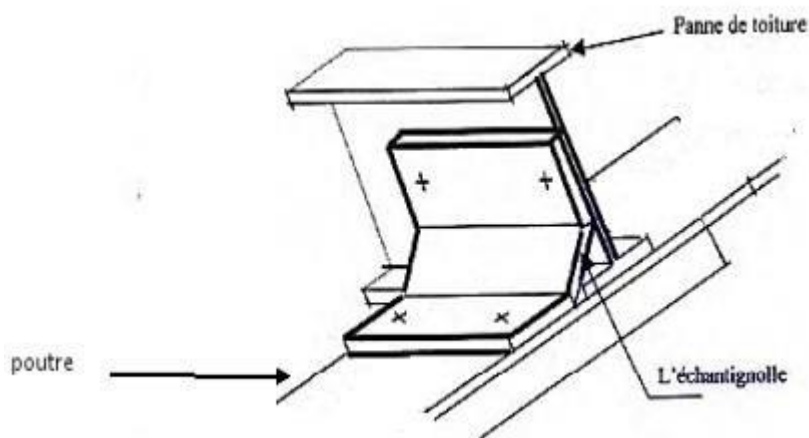


Figure 5: Vue en 3D de l'échantignolle

3.5.2 Dimensionnement de l'échantignolle

A. L'excentrement « t » :

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

Les pannes sont des IPE 180 avec :

$$b = 9.1 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm} \text{ on adopte } t = 10 \text{ cm}$$

B. Calcul du moment de renversement M_r :

Sous la combinaison de charge :

- ✓ $G_z + 1.5W$ (c'est la plus défavorable)
- ✓ $G = 0.518 \text{ KN/ml}$
- ✓ $G_z = G \cdot \cos \sigma = 0.518 \cos 5 = 0.516 \text{ KN}$
- ✓ $P_{uz} = -G_z + 1.5 W_z = 0.516 + 1.5 \cdot (-2.3835) = -4.09 \text{ KN/m}^2$

Charge revenant à la panne /ml et en tenant compte de la continuité :

$$q_{uz} = 1.25 \times (-4.09) = -5.11 \text{ KN/ml}$$

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive)

$$R = q_{uz} \times L = 5.11 \times 6$$

$$R = 30.67 \text{ KN}$$

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_R ne dépasse pas le moment de pliage

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

$$\text{Avec : } M_R = R \cdot t$$

Pour notre cas on a IPE 180.

$$M_R = R \cdot t = 30.67 \times 0,1 = 3.067 \text{ KN.m}$$

M pliage : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle. $M \text{ pliage} = \frac{w_{ely} * f_y}{\gamma_{m0}} > MR$

$$w_{ely} \geq \frac{1 * 3.067 * 10^2}{23.5} = 13.05 \text{ cm}^2$$

Pour une section rectangulaire :

$$w_{ely} = \frac{b * e^2}{6}$$

Remarque : la largeur de l'échantignolle (b) est prise après avoir dimensionné la traverse. On prend $b = 30 \text{ cm}$

C. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e » :

$$w_{ely} = \frac{30 * e^2}{6} \text{ donc } e = \sqrt{\frac{13.05 * 6}{30}} = 1.61 \text{ cm}$$

Donc on adopte une échantignolle de **17 mm** d'épaisseur.

3.6 CALCUL DES LISSES DE BARDAGE

3.6.1 Introduction

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage.

3.6.2 Espacement des lisses

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 5,00m.

Espacement des lisses $e = 1.25 \text{ m}$

Nombre de lisses $n = 5$

Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardage doivent être de même type et de même dimension.

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est : $W = -0.656 \text{ daN/m}$

D'où : $W = -0.828 \times e = -0.828 \times 1.25 = -1.035 \text{ KN/ml}$

3.6.3 Efforts sollicitant la lisse

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est : $W = -0.828 \text{ daN/m}^2$

D'où : $W = -0.656 \times e = -0.656 \times 1.25 = -0.82 \text{ KN/ml}$

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de $l = 6.00 \text{ m}$, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- ✓ Poids propre de bardage (panneaux sandwichs) 20 Kg/m^2
- ✓ Poids propre d'accessoires d'attaches 2 Kg/m^2

$$G = [(P \text{ bardage} + P \text{ accessoire}) \times e]$$

$e =$ espacement entre les lisse $e = 1.25 \text{ m}$

$$G_p = [(20 + 2) \times 1.25]$$

$$G = 0.27 \text{ KN/ml}$$

❖ ELU :

- ✓ $Q_{uy} = (1.35G) = 1.35 \times 0.27 = 0.36 \text{ KN/ml}$
- ✓ $Q_{uz} = (1.5W) = 1.23 \text{ KN/ml}$

❖ ELS :

- ✓ $Q_{sy} = G = 0.27 \text{ KN/ml}$
- ✓ $Q_{sz} = W = -0.82 \text{ KN/ml}$

3.6.4 Pré dimensionnement des lisses

Vérification à l'ELS (flèche)

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 0.820 \times 10^{-2} \times (600)^2}{384 \times 21000 \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.82 \times 10^{-2} \times (600)^2}{384 \times 21000 \times 3}$$

$$I_y \geq 242.36 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un **UPE 120**

Avec : $I_y = 364 \text{ cm}^4$ et $P = 12.1 \text{ kg/m}$

Le poids propre réel G :

$$G_p = [(20 + 2) \times 1.25] + 12.1 = 39.6 \text{ Kg /mlGp}$$

$$= 0.39 \text{ KN /m}$$

❖ **ELU :**

$$\checkmark \quad q_{uy} = (1.35 G) = 1.35 \times 0.39 = 0.52 \text{ KN/m}$$

❖ **ELS :**

$$\checkmark \quad q_{sy} = G = 0.39 \text{ KN/m}$$

3.6.5 Dimensionnement et vérification des lisses

3.6.5.1 Vérification à l'ELS (flèche)

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 0.82 \times 10^{-2} \times (600)^2}{384 \times 21000 \times 364} = 1.81 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Suivant l'axe Y-Y:

$$f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \times 0.39 \times 10^{-2} \times (600)^2}{384 \times 21000 \times 55.5} = 5.64 \text{ cm} \geq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{Non vérifiée}$$

Donc on adopte des suspentes

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f_y = \frac{2.05 \cdot q_y \cdot (l/2)^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{2.05 \times 0.39 \times 10^{-2} \times (300)^2}{384 \times 21000 \times 55.5} = 0.14 \text{ cm} \leq 1.5 \quad \text{vérifiée}$$

3.6.5.2 Condition de la résistance (Elu)

3.6.5.3 Vérification à la flexion déviée

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,yrd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,zrd}} \right]^\beta \leq 1 \quad [EC.3 p163]$$

Avec : $\alpha=2$ et $\beta=1$ pour les sections de classe 1

$$\checkmark \quad q_{uy} = (1.35 \text{ G}) = 0.52 \text{ KN/m}$$

$$\checkmark \quad q_{uz} = (1,5 \text{ W}) = 1.23 \text{ KN/m}$$

Axe Z-Z :

$$M_y = \frac{q_{uz} \cdot l^2}{8} = \frac{1.23 \cdot 6^2}{8} = 5.53 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y :

$$M_z = \frac{q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{0.52 \cdot 3^2}{8} = 0.585 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 16.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 5.95 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{5.53}{16.52} \right]^2 + \left[\frac{0.585}{5.95} \right]^1 = 0.21 \leq 1$$

Vérifiée

Donc la résistance du moment est vérifiée

3.6.5.4 Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl,rd} \quad [EC.3 p158]$$

$$V_{z.sd} = \frac{qz * l}{2} = \frac{1.23 * 6}{2} = 3.69 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = \frac{7.18 * 23.5}{\sqrt{3} * 1} = 97.42 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 3.69 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 97.42 \text{ KN}$$

Vérifiée

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

3.6.5.5 Vérification au déversement

Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{l/I_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \left(\frac{\frac{1}{20 \left(\frac{l}{I_z} \right)}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 26.28$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) * [\beta_1]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi * (E/F_y)^{0.5} = 93.3 \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}LT = \frac{26.28 * 1^{0.5}}{93.9} = 0.27 < 0.4$$

Vérifiée

Donc la vérification au déversement est inutile

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte **UPE 120**

3.7 CALCUL DES SUSPENTES

3.7.1 Introduction

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction, Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôle principale est d'éviter la déformation latérale des lisses.

3.7.2 Calcul de l'effort dans la suspente

$$q_{uy} = 1.25 * (1.35 * 0.39) = 0.65 \text{ KN}$$

$$l = l/2 = 3 \text{ m}$$

$$R = 0.65 \times 3 = 1.95 \text{ KN}$$

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = R/2 = 0.97 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 2.92 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 4.87 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L4 :

$$T4 = T3 + R = 6.82 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L5:

$$T5 = \frac{T4}{2 \sin(22.61)}$$

$$T5 = 8.97 \text{ KN}$$

3.7.3 Calcul de la section des suspentes

Le tronçon le plus sollicité est T5

$$N_{ts} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{8.97 \cdot 1}{23.5} \rightarrow A \geq 0.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0.38$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.38}{3.14}}$$

$$\phi \geq 0.69 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 7 \text{ mm}$

3.8 CALCUL DES POTELETS

3.8.1 Introduction

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.

Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

3.8.2 Le pré dimensionnement du potelet

- ✓ Le pignon possède 4 potelets la longueur max $L = 5.34 \text{ m}$
- ✓ La porte maximale entre deux potelets $d = 4 \text{ m}$.
- ✓ Les potelets sont en acier S235
- ✓ La surpression du vent $W = 0.656 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Potelet le plus défavorable est le potelet intermédiaire :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

- ✓ $q_{ws} = W \cdot e$

- ✓ $q_{ws} = 0.656 * 4 = 2.62 \text{ KN/m}$
- ✓ $q_{ws} = 2.62 \text{ KN/ml}$

$$f_z \leq f_{adm}$$

Avec :

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{1}{200} = \frac{5.34}{200} = 2.67 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.62 \times 10^{-2} \times 5.34^4}{384 \times 21000 \times 2.67} = 494.73 \text{ cm}^4$$

Le profilé qui convient comme potelets est l'**IPE 140**

3.8.3 Evaluation des charges

Les charges variables (la charge de vent) :

$$q_w = 2.62 \text{ KN/m}$$

Les charges permanentes :

- ✓ Poids bardage..... $G_1 = 20 \text{ Kg/m}^2$.
- ✓ Poids des lisse de bardages..... $G_2 = 12.1 \times 4 = 48.8 \text{ Kg/m}$.
- ✓ Poids propre de IPE 140..... $G_3 = 12.9 \text{ kg /m}$.

$$G = [(G_1 \times d \times l) + (G_2 \times d) + (G_3 \times l)]$$

$$G = [(20 \times 4 \times 5.34) + (48.8 \times 4) + (12.9 \times 5.34)] = 689.68 \text{ Kg/m}$$

$G = 6.89$
KN/ml

3.8.4 Vérification de la flexion composée

1. Vérification de l'effort axial

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0.25 N_{pl.rd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right\}$$

$$N_{y.sd} = \gamma_G * G = 1.5 * 6.89 = 10.33 \text{ KN}$$

$$N_{y.sd} = 10.33 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{16.43 \cdot 23.5}{1.1} = 351 \text{ KN}$$

$$0.25 \cdot N_{pl.Rd} = 87.75 \text{ KN}$$

$$\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(A - 2bt_f) \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{[16.43 - 2(7.3)(0.69)] \cdot 23.5}{1.1} = 135.782 \text{ KN}$$

$$0.5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 67.89 \text{ KN}$$

$$N_{y.sd} = 10.33 \leq \min \{ 0.25 \cdot N_{pl.Rd} = 87.75 ; 0.5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 67.89 \}$$

vérifiée

2. Vérification de l'effort tranchant :

Pour la vérification de l'effort tranchant on utilise la formule suivante :

$$V_{sd,max} \leq 0.5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd,max} = \frac{W.L}{2} = \frac{2.62 \cdot 5.34}{2}$$

$$V_{sd,max} = 7 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{7.64 \cdot 23.5}{1 \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.Rd} = 103.65 \text{ KN}$$

$$0.5 \cdot V_{pl.Rd} = 51.83 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 7 \text{ KN} \leq 0.5 \cdot V_{pl.Rd} = 51.83 \text{ KN}$$

vérifiée

3. Vérification de la stabilité au flambement :

Pour la vérification de la stabilité au flambement on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot (f_y / \gamma_{m0})} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{W_{ply} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{szd}}{W_{plz} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right)} \leq 1$$

$$\text{Avec : } N_{y.sd} = 10.33 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \frac{q_w \cdot l^2}{8} = 1.5 \frac{2.62 \cdot 5.34^2}{8} = 14 \text{ KN.m}$$

$$M_{szd} = 0$$

✓ **Calcul de la longueur de flambement :**

Autour de l'axe faible y-y (dans le plan de l'âme) :

Le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement $L_{ky} = 5.34\text{m}$.

Autour de l'axe fort z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme) :

Le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur. Donc la longueur de flambement $L_{kz} = 1.25\text{ m}$.

✓ **Calcul des élancements :**

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{534}{5.74} = 93.03$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{125}{1.65} = 33.80$$

✓ **Calcul les élancements critique :**

On a l'acier utilise est de S235.

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$

✓ **Calcul des élancements réduits :**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{93.03}{93.9} \sqrt{1} = 0.99 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{33.80}{93.9} \sqrt{1} = 0.35 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

✓ **Calcul de coefficient de réduction :**

$$X_{min} = \min (X_y ; X_z)$$

Pour un IPE 140 :

$$h = 140\text{ mm} ; b = 73\text{ mm} ; t_f = 6.9\text{ mm}$$

$$h/b = 1.92 > 1.2 \text{ et } t_f = 6.9\text{ mm} < 40\text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Y-Y : courbe b $\alpha_y = 0.34$

Axe Z-Z : courbe c $\alpha_z = 0.49$

✓ **Calcul de Xmin :**

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.34(0.99 - 0.2) + 0.99^2] = 1.124$$

$$X_y = 0.6 < 1$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(0.35 - 0.2) + 0.35^2] = 0.65$$

$$X_z = 0.93 < 1$$

$$X_{min} = \min(0.6 ; 0.93) = 0.6$$

✓ **Calcul du facteur d'amplification :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y * N_{sd}}{X_y * A * f_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent

$\beta M_y = 1.3$ (Charge de vent uniformément répartie)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta M_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.99(2 * 1.3 - 4) + \frac{88.34 - 77.32}{77.32} = -1.24 < 0.9$$

$$K_y = 1.04 < 1.5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{88.34 * 23.5}{1.1} = 18.87 \text{ KN}$$

$$M_{ysd} = 14 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * N_{ply}} + \frac{K_y * M_{ysd}}{M_{ply}} = 0.82 < 1$$

$$\frac{10.33}{\frac{0.6 \cdot 16.43 \cdot 23.5}{1.1}} + \frac{1.04 + 14 \cdot 10^2}{\frac{88.34 \cdot 23.5}{1.1}} = 0.82 < 1$$

Vérifiée

La stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée

3.8..5 Vérification de la stabilité au déversement

$$M_{sdy} \leq M_{brd} = X_{Lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}$$

✓ **Calcul de l'élancement réduit λ_{LT}**

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

X_{Lt} : coefficient de réduction en fonction de λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

M_{cr} = : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(K L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2}$$

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 1.132 \quad C2 = 0,459$$

K et Kw : les facteurs de longueur effective

Avec : K=1 et Kw =1

$$Za = -\frac{h}{2} = -7$$

Zs = 0 section doublement symétrique *EC3 figure F.1.1*

$$Zg = Za - Zs \quad It = 2.45 \text{ cm}^4 \quad Iw = 1.98 \text{ cm}^6$$

$$L = 5.34 \text{ m}$$

$$G = 0.4 E$$

$$I_z = 44.92 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \left(\frac{1.132 \cdot \pi^2 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 44.92}{(1 \cdot 534)^2} \right) \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{1980}{44.92} + \frac{(1 \cdot 534)^2 \cdot 0.4 \cdot 2.45}{\pi^2 \cdot 44.92} + (0.459 \cdot (-7))^2 \right]^{1/2} + (-0.459 \cdot (-7)) \right\}$$

$$M_{cr} = 66.34 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \cdot 88.34 \cdot 23.5}{66.34}} = 0.56 > 0.4$$

il y a un risque de déversement

Profilé laminé $\alpha = 0.21$

$$\bar{\lambda}_{lt} > 0.4$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 + \lambda^2)^{1/2}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.674 + (0.674^2 - \lambda^2)^{1/2}}$$

$$X_{LT} = 0.953 \leq 1$$

$$\varphi_{Lt} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.4) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$= 0.674 M_{brd} = 0.953 \cdot 1 \cdot 88.34 \cdot 23.5 / 1.1$$

$$= 17.98 \text{ KN.m} \quad M_{sdy} = 14 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} < M_{brd}$$

Vérifier

Le profilé **IPE 140** est
vérifié au déversement

3.9 JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS:

3.9.1 Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

3.9.2 Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme

Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

3.9.3Vérification des contreventements:

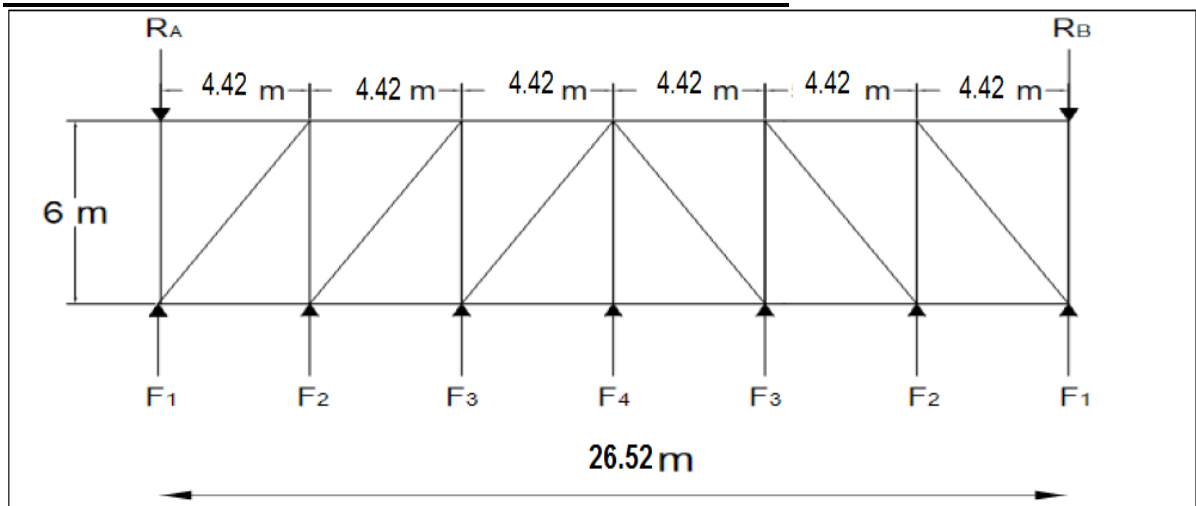
3.9.3.1 ETUDE DE CONTREVENTEMENT HORIZONTAL

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargés par des forces $F_1.F_2.F_3$ qui sont des efforts dues aux réaction horizontal des potelets.



Figure : la vue en plan de la poutre au vent

3.9.3.2 Evaluation des efforts horizontaux :



On a :

$$F_i = 1.5[(W \times S_i) + F_r/n]$$

Avec :

W : charge de vent sur le pignon avec : $W = 1.432 \text{ KN/m}^2$

Fr : force de frottement pour la direction V2 avec $F_r = 0$

n : nombre des nœuds dans la poutre au vent avec $n = 7$

Si : surface d'application des efforts horizontaux

$$S_1 = [(5.5/2) \times (4.4/2) + 0.2] = 5.7 \text{ m}^2$$

$$S2 = [(6.69+3.07)/2] \times 4.4 = 12.67 \text{m}^2$$

$$S3 = [(2.88+2.69) \times 2.2/2] + [(2.02+2.2) \times 2.2/2] = 10.75 \text{m}^2$$

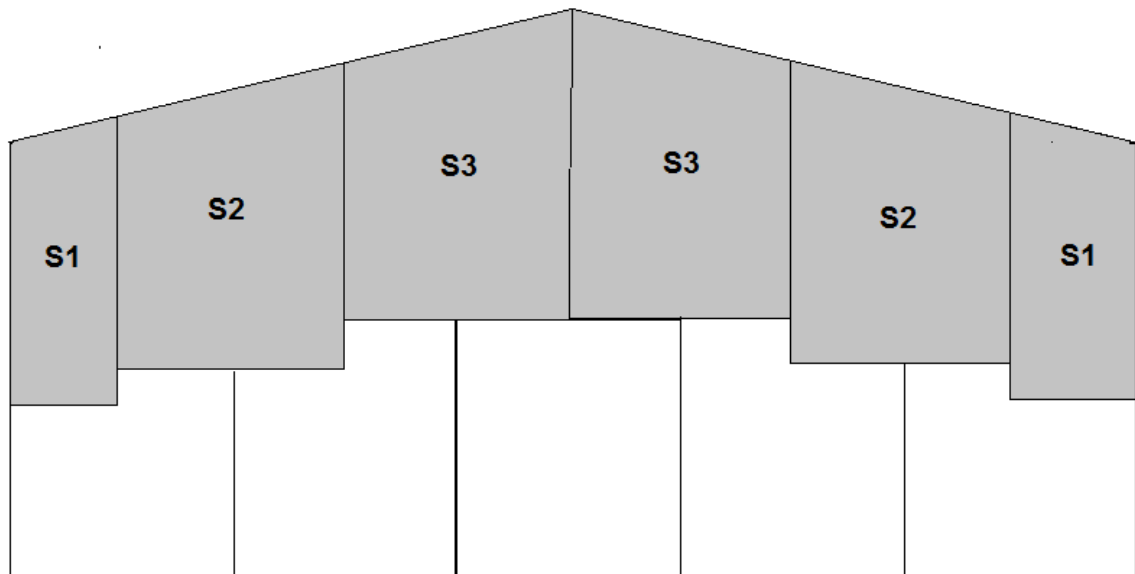


Figure : Les surfaces d'application des efforts horizontaux

$$F_i(S_i) = 1.5(1.432 \times S_i) + 71.03/7$$

$$F_1(S_1) = 22.83 \text{ KN}$$

$$F_2(S_2) = 37.35 \text{ KN}$$

$$F_3(S_3) = 33.23 \text{ KN}$$

Les réactions des diagonales :

$$R = R_A = R_B = \sum F_i / 2 = F_1 + F_2 + F_3 = 93.41 \text{ KN}$$

3.9.3.3 Dimensionnement de la diagonale :

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prises en compte dans les calculs.

Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction, celle proche de l'appui. Le calcul des diagonales comprimées est négligé, d'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivante :

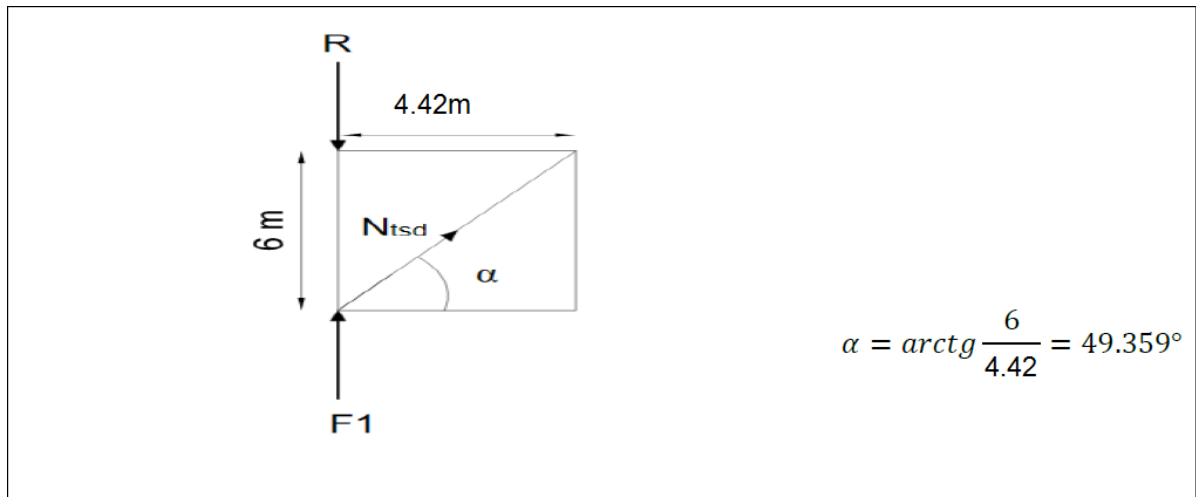


Figure : schéma statique d'une partie de la poutre au vent.

Par la méthode d'isolation des nœud on aura :

$$\Sigma F_v = F1 - R + N_{tsd} \sin \alpha \longrightarrow N_{tsd} = (R - F) / \sin \alpha = 89.34 \text{KN}$$

Calcul des la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivantes :

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \text{ donc } A \geq \frac{\frac{N_{tsd}}{2} \times \gamma_{m0}}{F_y} = 1.9 \text{cm}^2$$

Donc on opte 2CAE (50×50×5) avec des boulons des classe 8.8 donc d0=15mm.

3.9.3.4 Vérification de la section :

La vérification a faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq \min(N_{plrd} ; N_{net rd} ; N_{u rd})$$

$$\text{Avec } N_{sd} = 44.67$$

$$A_{nette} = A - e \cdot d = 4.05 \text{cm}^2$$

Résistance plastique de calcule de section brute :

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4.8 \times 23.5}{1} = 112.8 \text{ KN}$$

Résistance ultime de calcul de section brute :

$$N_{u rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times F_u}{\gamma_{m0}} = \frac{0.9 \times 4.05 \times 36}{1} = 131.22 \text{ KN}$$

Resistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4.05 \times 23.5}{1} = 95.17 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq \min(N_{plrd} ; N_{net rd} ; N_{u rd})$$

$$\min(N_{plrd} ; N_{net rd} ; N_{u rd}) = N_{urd} = 95.17$$

$$N_{sd} = 44.67 < N_{net rd} = 95.17 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

3.9.3.2 Etude de contreventement vertical :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon et les réactions dues au freinage du pont roulant vers les fondation

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues. On doit supposer que la résultante totale une excentricité de e qui provoque en plus de la translation avec :

$$e = b/10 \text{ et la longueur de la poutre au vent } b = 22$$

Détermination des efforts dans les barres :

R_p : est la réaction transmise par la poutre au vent vers la palée de stabilité avec :

$$R_p = R_{\text{translation}} + R_{\text{rotation}}$$

$$R_t = R = 89.34 \text{ KN}$$

$$R_r = (2 \times R \times e) / b = 17.86 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_p = 89.34 + 17.86 = 107.2$$

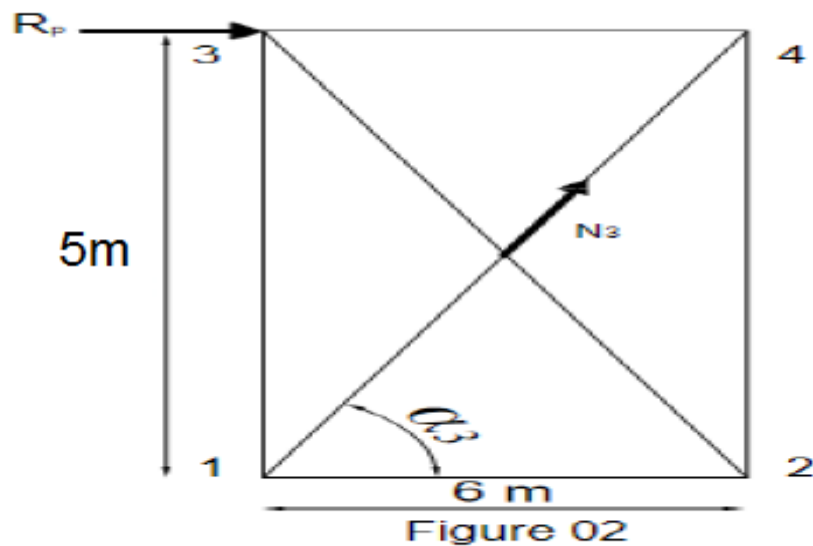


Figure :Schéma statique de palée de stabilité.

Donc : $N_{tsd} = 139.93 \text{ KN}$

3.9.3.3 Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité

Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivante:

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \text{ donc } A \geq \frac{\frac{N_{tsd}}{2} \times \gamma_{m0}}{F_y} = 2.97 \text{ cm}^2$$

Donc opte deux corniere 2CAE (50×50×5) avec des boulons M18 et des classe 8.8 donc $d_0=20\text{mm}$

3.9.3.4 Vérification de la section :

$$N_{sd} \leq \min(N_{plrd} ; N_{net rd} ; N_{u rd})$$

$$N_{tsd} = 69.96\text{KN}$$

$$A_{net} = A - e \times d_0 = 4.80 \text{ cm}^2$$

Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{plrd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4.8 \times 23.5}{1} = 112.8\text{KN}$$

Résistance ultime de calcul de section brute :

$$N_{u rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m0}} = \frac{0.9 \times 4.05 \times 36}{1} = 131.22\text{KN}$$

Resistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{4.05 \times 23.5}{1} = 95.17\text{KN}$$

$$N_{sd} \leq \min(N_{plrd} ; N_{net rd} ; N_{u rd})$$

$$\min(N_{plrd} ; N_{net rd} ; N_{u rd}) = N_{urd} = 95.17$$

$$N_{sd} = 69.96 < N_{net rd} = 95.17 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion

Les dimensionnements que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminerdes types des profilés qui son capables de résister leurs poids propre et toutes les efforts du vent.

Et après les vérifications nécessaires de tous les éléments on a retenus les types suivant :

- ✓ Les pannes : IPE 180 avec des liernes de 26mm.
- ✓ Les lisses de bardages : UPE 120 pour toutes les lisses avec des suspentes de 62mm.

Les potelets : IPE 140.

Les contreventements : des corniers de (50×50×5).

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

4.1 Introduction

Après le pré-dimensionnement des éléments et leur modalisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2013.

Avant de commencer la modalisation de la structure, on doit préalable définir quelques paramètres (préférence de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités.

Nous pouvons commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec logiciel ROBOT et que sa traduit par la conception de la structure étudiée à 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément un type de profil couramment utilisé en réalité.

Après avoir modaliser la structure, on passe aux chargements, en affectant à la structure les différents charges à laquelle elle est soumise.

Notre structure est à chaque type d'élément soumise aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre de la structure
- ✓ Charges permanentes (couverture, accessoires)
- ✓ Charge d'exploitation
- ✓ Charges climatiques (vent, la neige)

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel ROBOT effectuera le dimensionnement et la vérification, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à ELU, ainsi que les déplacements et la flèche à ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toutes ces étapes, on pourra passer de pré-dimensionnement des éléments de la structure en procédant comme suite :

Pour avoir effectué un pré-dimensionnement pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélectionnant les listes des profils on veut que le logiciel dimensionne notre élément. On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats adopté à notre cas.

4.2 JUSTIFICATION DES POTEAUX (HEA240)

4.2.1 Efforts sollicitants

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

- ✓ $M_{sdy} = 121.77 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_{sdz} = 1.96 \text{ KN.m}$
- ✓ $N_{sd \text{ max}} = 66.42 \text{ KN}$
- ✓ $V_{sd \text{ max}} = 27.13 \text{ KN}$

4.2.2 Vérification :

4.2.2.1 Vérification à la résistance

Classe de la section

Classe de la semelle : (comprimée)

$$c / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \epsilon \quad \text{donc} \quad (240 / 2 \cdot 12) = 10 \leq 10 \epsilon$$

Semelle de classe 1

Classe de l'âme : (fléchie)

$$d / t_w = 164 / 8 = 20.5 < 72 \epsilon$$

Ame de classe 1

Les poteaux de section **HEA240** sont de **classe 01**

4.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{plRd}$

$$V_{sd} = 27.13 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{25.18 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 310.57 \text{ KN}$$

$$0.5 V_{plRd} = 155.285 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 27.13 \text{ KN} < 0.5 V_{plRd} = 155.285 \text{ KN}$$

vérifiée

4.2.2.3 Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier que $N_{sd} < N_{pl.Rd}$

$$N_{sd} = 66.42 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{76.84 \cdot 235}{1.1} = 1641.58 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 66.42 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 1641.58 \text{ KN}$$

vérifiée

4.2.2.4 Vérification au moment fléchissant

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{sdy} = 121.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{744.6 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1.1} = 159.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 121.77 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 159.07 \text{ KN.m}$$

vérifiée

4.2.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

4.2.3.1 Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

✓ **Calcul de χ_{min} :**

$$X_{min} = \min (X_y, X_z)$$

✓ **Flambement par rapport à l'axe fort (dans le plan du portique) :**

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{0.7L_{ky}}{i_y} = \frac{0.7 \cdot 500}{10.05} = 33.33$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{33.33}{93.9} \sqrt{1} = 0.35 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 230/240 = 0.95 < 1,2$$

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

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

$$\text{Axe Y-Y : courbe b} \quad \alpha_y = 0.34$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.612$$

$$X_y = 0.892 < 1$$

Suivant l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{0.7Lkz}{iz} = \frac{0.7 \cdot 500}{6} = 58.33$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta W} = \frac{58.33}{93.9} \sqrt{1} = 0.62 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 230/240 = 0.95 > 1,2$$

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

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Z-Z : courbe c $\alpha_z = 0.49$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.786$$

$$X_z = 0.713 < 1$$

Donc : $X_{\min} = 0.713$

✓ **Calcul du moment critique :**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{1.285 \cdot \pi^2 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 2769}{(1 \cdot 500)^2} \right) \left\{ \left[\left(\frac{1}{0.5} \right)^2 \cdot \frac{328.5}{2769} + \frac{(1 \cdot 500)^2 \cdot 0.4 \cdot 41.55}{\pi^2 \cdot 2769} + (1.562 \cdot (-11.5))^2 \right]^{1/2} + \right.$$

$$\left. (-1.562 \cdot (-11.5)) \right\}$$

$$M_{cr} = 34853.22 \text{ KN.m}$$

Avec : $K=1$ et $K_w = 0.5$

$$Z_a = -\frac{h}{2} = -11.5$$

$Z_s = 0$ section doublement symétrique *EC3 figure F.1.1*

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$I_t = 41.55 \text{ cm}^4$$

$$L = 5.00 \text{ m}$$

$$G = 0.4 E$$

$$I_z = 2769 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{15.907}{34853.22}} = 0.02 < 0.4$$

Pas de risque de déversement

✓ **Calcul des coefficients K_y et K_z :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta M_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta M_z - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

✓ **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = 0.35 (2 \cdot 1.3 - 4) + \frac{744.6 - 675.1}{675.1} = -0.625 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{X_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.625 \cdot 66.42}{0.892 \cdot 76.84 \cdot 23.5} = 1.02 < 1.5$$

Vérifiée

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = 0.62 (2 \cdot 1.3 - 4) + \frac{351.7 - 230.7}{230.7} = -0.70 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{X_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.70 \cdot 66.42}{0.713 \cdot 76.84 \cdot 23.5} = 1.03 < 1.5$$

Vérifiée

$$N_{sd} = 66.42 \text{ KN}$$

$$M_{y,Sd} = 121.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 1.96 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 76.84 \cdot 23.5 / 1 = 1805.74 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 744.6 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 174.98 \text{ KN.m}$$

4.2.3.2 Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{66.42}{0.713 \cdot 1805.74} + \frac{1.02 \cdot 121.77}{174.98} + \frac{1.03 \cdot 1.96}{82.64} = 0.78 \leq 1$$

Le profilé choisi **HEA240** est adéquat comme poteau

4.3 JUSTIFICATION DES TRAVERSES (HEA340)

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé HEA340 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

4.3.1 Charges réparés sur la traverse

- ✓ Poids du panneau sandwich
- ✓ Poids des pannes
- ✓ Poids propre de la traverse
- ✓ Charge d'entretien

4.3.2 Vérification de la section à la résistance :

- ✓ **Bilan des efforts :**

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité sous la combinaison (G+1.5 V1)

- ✓ $M_{ysd,max} = 96.09 \text{ KN.m}$
- ✓ $N_{sd,max} = 68.30 \text{ KN}$
- ✓ $V_{zs,dmax} = 45.95 \text{ KN}$
- ✓ **Classe de la section :**

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

Classe de la semelle : (comprimée)

$$c / t_f = b/2 / t_f = 300/2 / 16.5 = 9.09 \leq 10\epsilon$$

Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \frac{d + dc}{2} \leq 1$$

$$dc = \left(\frac{Nsd}{tw * fy} \right) = \left(\frac{65.20}{0.9 * 23.5} \right) = 2.92$$

$$\alpha = \frac{1}{24.3} \frac{24.3 + 2.92}{2} = 0.56 \leq 1$$

$$0.56 > 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{24.3}{0.95} = 25.57$$

$$\frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 * 0.56 - 1)} = 63.05$$

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} \quad (\text{Classe 01})$$

La section de HEA340 est de classe 01

4.3.3 Vérification de la résistance à la flexion composée :

$$M_{sdy} \leq M_{ply,Rd}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{M_{ply} (1-n)}{(1-0.5\alpha)}$$

$$n = \frac{Nsd}{N_{pl,Rd}} = \frac{68.30}{2852.04} = 0.02$$

$$a = (A - 2bt_f) / A \text{ mais } a \leq 0.5$$

$$a = 0.25 < 0.5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * fy}{1.1} = \frac{133.5 * 23.5}{1.1} =$$

$$N_{pl,Rd} = 2852.04 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} * fy}{1.1} = \frac{1850 * 23.5}{1.1} = 395.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{M_{ply} (1-n)}{(1-0.5\alpha)} = \frac{395.22 (1-0.02)}{(1-0.5*0.25)} = 442.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 96.09 \text{ KN.m} \leq M_{ply,Rd} = 442.64 \text{ KN.m}$$

vérifiée

La condition de résistance est vérifiée

4.3.4 Vérification de flambement :

Classe de la section : d'après le tableau des profilés (classe 1)

On a $M_{zsd} = 0$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * A * f_y} + \frac{K_y * M_{y_{sd}}}{W_{ply} * f_y} + 0 \leq 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cr,y}}{i_y} = \frac{994.52}{14.4} = 69.06$$

$$\lambda_z = \frac{l_{cr,z}}{i_z} = \frac{994.5}{7.46} = 133.31$$

$$\lambda_1 = 93.9 \epsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta \bar{W}} = \frac{69.06}{93.9} \sqrt{\Gamma} = 0.73 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta \bar{W}} = \frac{133.31}{93.9} \sqrt{\Gamma} = 1.41 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

Pour un HEA340 :

$h = 330 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_f = 16.5 \text{ mm}$

$h/b = 1.1 < 1.2$ et $t_f = 16.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Y-Y : courbe b $\alpha_y = 0.34$

Axe Z-Z : courbe c $\alpha_z = 0.49$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.34(0.73 - 0.2) + 0.73^2] = 0.647$$

$$X_y = 0.88 < 1$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(1.41 - 0.2) + 1.41^2] = 1.04$$

$$X_z = 0.51 < 1$$

$$X_{min} = \min(0.88 ; 0.51) = 0.51$$

Facteur d'amplification :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y * N_{sd}}{X_y * A * f_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1$$

$$\beta M_y = \beta m_q = 1.3 \text{ (Charge de vent uniformément répartie)}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta M_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.73 * (2 * 1.3 - 4) + \frac{1850 - 1678}{1678} = -0.91 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.91 * 68.30 * 10^3}{0.83 * 133.5 * 100 * 235}$$

$$K_y = 1.02 < 1.5$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * A * f_y} + \frac{K_y * M_{ysd}}{W_{ply} * f_y} < 1$$

$$\frac{68.30 * 10^3}{0.51 * 133.5 * 10^2 * 235} + \frac{1.02 * 95.09 * 10^6}{1850 * 10^3 * 235} = 0.26 < 1$$

Vérifiée

La condition de flambement est vérifiée

4.3.5 Vérification de déversement :

La semelle sup est fixée par la couverture donc il n'y a pas risque de déversement mais la semelle inf est comprimée sous l'effet de soulèvement du vent, donc il y a un risque de déversement ($M_{zsd} = 0$)

$$\frac{N_{sd}}{X_z * A * f_y} + \frac{K_{lt} * M_{ysd}}{X_{lt} * W_{ply} * f_y} + 0 \leq 1$$

$$\bar{\lambda}^{-} LT = \frac{1 / I_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \left(\frac{20 \left(\frac{1}{\sqrt{I_z}} \right)}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}} = 52.48$$

$$\bar{\lambda}^{-} LT = \frac{116.60}{93.9} = 1.24 > 0.4$$

il y a risque de déversement

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{1/2}} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}^{-} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés

$$D'où : \Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21(1.24 - 0.2) + 1.24^2] = 1.37$$

$$XLT = \frac{1}{1.37 + [1.37^2 - 1.24^2]^{0.5}} = 0.51$$

$$Xz = 0.462$$

$$Klt = 1 - \frac{\mu_{lt} * Nsd}{Xz * A * fy} \quad \text{et} \quad Ky \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_y \beta M_{lt} - 0.15$$

$$\mu_{lt} = 0.15 * 0.73 * 1.3 - 0.15 = -0.007 \leq 0.9$$

$$Klt = 1 - \frac{-0.007 * 65.20}{0.462 * 133.3 * 23.5} = 0.99 < 1$$

$$\frac{Nsd}{Xz * A * fy} + \frac{Ky * Mysd}{Xlt * Wply * fy} < 1$$

$$\frac{68.30 * 10^3}{0.462 * 133.5 * 10^2 * 235} + \frac{0.99 * 95.09 * 10^6}{0.51 * 1850 * 10^3 * 235} = 0.47 < 1$$

Vérifiée

La condition de déversement est vérifiée

4.3.6 Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche à partir du robot : Flechey = 1.6 cm

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{994.5}{250} = 3.97$ cm

$$f_{\max} < \bar{f}$$

Vérifiée

La condition de la flèche est vérifiée

4.3 JUSTIFICATION DES PANNES SABLIERES (HEA140)

4.3.1 Efforts sollicitants

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

- ✓ Nsd = 11.92 KN
- ✓ Msdy = 0.99 KN.m
- ✓ Msdz = 0.11 KN.m

4.3.2 Vérification de la résistance à la flexion composée :

$$M_{sdy} \leq M_{ply, Rd}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{11.92}{351} = 0.03$$

$$a = (A - 2b t_f) / A \text{ mais } a \leq 0.5$$

$$a = (16.43 - 23.5 * 0.69) / 16.43 = 0.38 < 0.5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{1.1} = \frac{16.43 * 23.5}{1.1} = 351 \text{ KN}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{ply} * f_y}{1.1} = \frac{19.25 * 23.5}{1.1} = 4.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{M_{ply} (1-n)}{(1-0.5\alpha)} = \frac{4.11 (1-0.03)}{(1-0.5*0.38)} = 4.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.11 \text{ KN.m} \leq M_{ply,Rd} = 4.92 \text{ KN.m}$$

vérifiée

La condition de résistance est vérifiée

4.4.4 Vérification de flambement :

Classe de la section : d'après le tableau des profilés (classe 1)

On a $M_{zsd} = 0$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * A * f_y} + \frac{K_y * M_{y_{sd}}}{W_{ply} * f_y} + \frac{K_z * M_{z_{sd}}}{W_{plz} * f_y} \leq 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cr,y}}{i_y} = \frac{600}{1.65} = 363.63$$

$$\lambda_z = \frac{l_{cr,z}}{i_z} = \frac{600}{5.74} = 104.53$$

$$\lambda_1 = 93.9 \epsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{104.53}{93.9} \sqrt{\Gamma} = 1.11 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{363.63}{93.9} \sqrt{\Gamma} = 3.87 > 0.2$$

il y a un risque de flambement

Pour un HEA140 :

$$h = 140 \text{ mm} ; b = 73 \text{ mm} ; t_f = 6.9 \text{ mm}$$

$$h/b = 1.92 > 1.2 \text{ et } t_f = 6.9 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

$$\text{Axe Y-Y : courbe b } \alpha_y = 0.34$$

Axe Z-Z : courbe c $\alpha z = 0.49$

$X_{min} = 0.530$

Facteur d'amplification :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y * N_{sd}}{X_y * A * f_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1$$

$\beta_{My} = 1.3$ (Charge de vent uniformément répartie)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.53 * (2 * 1.3 - 4) + \frac{88.34 - 77.32}{77.32} = -0.599 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.599 * 10.81}{0.530 * 16.43 * 23.5}$$

$$K_y = 1.03 < 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 * \beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 3.87 * (2 * 1.3 - 4) + \frac{19.25 - 12.31}{12.31} = -0.99 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_z * N_{sd}}{X_z * A * f_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.99 * 10.81}{0.250 * 16.43 * 23.5}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * A * f_y} + \frac{K_y * M_{ysd}}{W_{ply} * f_y} + \frac{K_z * M_{zsd}}{W_{plz} * f_y} < 1$$

$$\frac{11.92 * 10^3}{0.530 * 16.43 * 10^2 * 235} + \frac{1.03 * 0.99 * 10^6}{88.34 * 10^3 * 235} + \frac{1.11 * 0.11 * 10^6}{19.25 * 10^3 * 235} = 0.13 < 1$$

Vérifiée

La condition de flambement est vérifiée

4.4.5 Vérification de déversement :

La semelle sup est fixée par la couverture donc il n'y a pas risque de déversement mais la semelle inf est comprimée sous l'effet de soulèvement du vent, donc il y a un risque de déversement ($M_{zsd} = 0$)

$$\frac{N_{sd}}{X_z * A * f_y} + \frac{K_{lt} * M_{ysd}}{X_{lt} * W_{ply} * f_y} + \frac{K_z * M_{zsd}}{W_{plz} * f_y} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{I/I_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \left(\frac{\frac{1}{20} \left(\frac{I}{I_z} \right)}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}} = 52.48$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{52.48}{93.9} = 0.55 > 0.4$$

il y a risque de déversement

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{1/2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21(0.55 - 0.2) + 0.55^2] = 0.688$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.688 + [0.688^2 - 0.55^2]^{0.5}} = 0.90$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} * N_{sd}}{X_z * A * f_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_y \cdot \beta_M \cdot l_t - 0.15$$

$$\mu_{lt} = 0.15 * 1.11 * 1.3 - 0.15 = 0.06 \leq 0.9$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{0.06 * 10.81 * 10^3}{0.530 * 16.43 * 10^2 * 235} = 0.99 < 1$$

$$\frac{11.92 * 10^3}{0.530 * 16.43 * 10^2 * 235} + \frac{0.99 * 0.99 * 10^6}{0.90 * 88.34 * 10^3 * 235} + \frac{1.11 * 0.11 * 10^6}{19.31 * 10^3 * 235} = 0.131 < 1$$

Vérifiée

La condition de déversement est vérifiée

4.4.6 Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche à partir du robot : $f_{lechey} = 2.06$ cm

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4$ cm

$$f_{\max} < \bar{f}$$

Vérifier

La condition de la flèche est vérifiée

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ASSEMBLAGES

5.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

5.2 Calcul d'assemblages :

5.2.1 Assemblage traverse – traverse :

TRAVERSE – TRAVERSE : HEA340

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

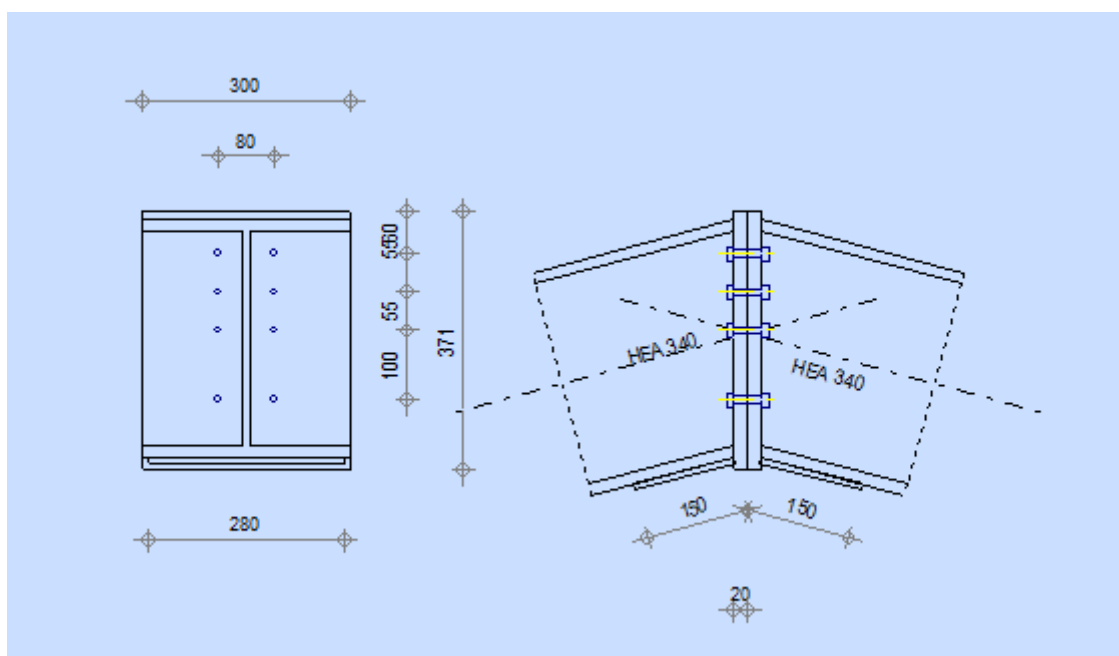


Figure 8 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

- ✓ On choisit des boulons de classe 8.8
- ✓ Nombre de boulons = 8
- ✓ Traverse HEA340

5.2.1.1 Efforts de calcul :

- ✓ $M_{Max} = 30.78 \text{ KN.m}$
- ✓ $N_{Max} = 70.65 \text{ KN}$
- ✓ $V_{Max} = 8.5 \text{ KN}$

5.2.1.2 Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$d1 = 288 \text{ mm} ; \quad d2 = 233 \text{ mm} ; \quad d3 = 178 ; \quad d4 = 78 \text{ mm}$$

$$\sum di = 0,175 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{MRd \cdot di}{\sum di^2}$$

- ✓ N_i : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.
- ✓ di : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$N1 = \frac{27.74 \cdot 0.288}{0.175001} = 160.15 \text{ KN}$$

$$N2 = \frac{27.74 \cdot 0.233}{0.175001} = 159.84 \text{ KN}$$

$$N3 = \frac{27.74 \cdot 0.178}{0.175001} = 159.53 \text{ KN}$$

$$N4 = \frac{27.74 \cdot 0.078}{0.175001} = 158.95 \text{ KN}$$

5.2.1.3 Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N1 \leq n \times FP$

Avec $FP = 0.7 f_{ub} \times A_s$

$$A_s \leq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{160.15 \times 1000}{0.7 \times 800 \times 2} = 142.99 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M16

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 18 \text{ mm}$; de classe 8.8 ; $A_S = 157 \text{ mm}^2$; $A = 201 \text{ mm}^2$

5.2.1.4 Condition de résistance des boulons :

A. Distance entre axe des boulons :

➤ **Entre axe des boulons :**

$$P1 \geq 2,2 d0 \quad P2 \geq 3d0 \quad \text{Avec : } d0 = 18 \text{ mm} \quad (\text{tableau 6.1 Eurocode 3})$$

$$P1 \geq 2,2 \times 18 = 39.6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P1 = 80 \text{ mm}$$

$$P2 \geq 3 \times 18 = 54 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P2 = 55 \text{ mm}$$

➤ **Pince longitudinale :**

$$e1 \geq 1.2d0 \quad e1 \geq 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e1 = 110 \text{ mm}$$

➤ **Pince transversale :**

$$e2 \geq 1.5d0 \quad e2 \geq 1.5 \times 18 = 27 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e2 = 60 \text{ mm}$$

B. Moment résistant effectif de l'assemblage

$$MR = \frac{Fp \cdot \sum di^2}{d1}$$

$$FP = 0.7 \cdot fub \cdot AS \quad (\text{Eurocode 3 chap 6.5.8.3})$$

FP : force de précontrainte dans les boulons

fub : 1000 MPa

n: nombre de boulon par rangé (n = 2)

$$FP = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 157 = 87.92 \text{ KN} \quad (\text{par boulon})$$

$$FP = n \cdot FP = 2 \cdot 87.92 = 175.84 \text{ KN} \quad (\text{par rangée})$$

$$MR = \frac{175.84 \cdot 0.175}{0.288} = 106.84 \text{ KN.m}$$

$$Msd = 30.78 \text{ KN} < MR = 106.84 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

C. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction

Il faut vérifier que : $F_{vsd} \leq F_{VR} = \frac{K_s * \mu * n * (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}}$

Avec : $\mu = 0,3$ $K_s = 1$ $ms \gamma = 1,25$ $n = 1$

$F_p = 0.7 * 800 * 10^{-3} * 157 = 87.92 \text{ KN}$ (par boulon)

$F_{t.sd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{70.65}{2} = 35.32 \text{ KN}$

D. Effort de cisaillement sollicitant par boulon :

$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{8.5}{8} = 1.06 \text{ KN}$

E. Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction :

$V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s * \mu * n * (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}}$

$F_{VR} = \frac{1 * 0.3 * 1 * (87.92 - 0.8 * 34.71)}{1.25} = 14.43 \text{ KN}$

$F_{vsd} = 1.06 \text{ KN} < F_{VR} = 14.43 \text{ KN}$

vérifiée

5.2.1.5 Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure :

✓ Epaisseur de la platine :

Soit $e = 20 \text{ mm}$

✓ Gorge reliant l'âme

$3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 t_w$ donc $3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 \times 10$ $a = 5 \text{ mm}$

✓ Gorge reliant la semelle

$6 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 t_f$ donc $6 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 \times 17$ $a = 8 \text{ mm}$

A. Distribution des efforts sur les différents cordons :

✓ Cordon âme platine :

Chaque cordon reprend : $V/2 = 8.5/2 = 4.25 \text{ KN}$

✓ Cordon semelle :

$L = 2b - t_w = 2 * 300 - 10 = 590 \text{ mm}$

$$N = M / L = 30.78 / 0.590 = 52.16 \text{ KN}$$

✓ **Cordon semelle platine :**

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1.25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

$$L = \frac{47.01 \cdot \sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25}{8 \cdot 36} = 0.28 \text{ cm}$$

$$L = 59 \text{ cm} > 0.28 \text{ cm}$$

vérifiée

5.2.2 ASSEMBLAGE POTEAU - TRAVERSE :

POTEAU (HEA240) – TRAVERSE (HEA340)

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

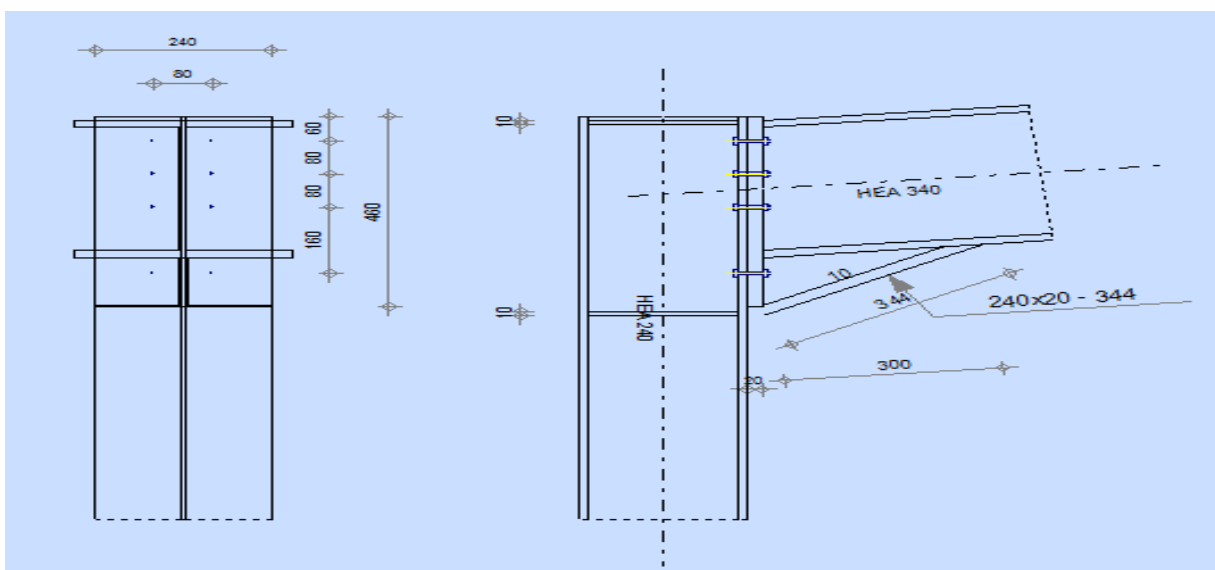


Figure 9 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

5.2.2.1 Efforts de calcul :

- ✓ $M_{\max} = 15.58 \text{ KN.m}$
- ✓ $N_{\max} = 24.81 \text{ KN}$
- ✓ $V_{sd\max} = 12 \text{ KN}$

5.2.2.2 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$$d1 = 410 \text{ mm} \qquad d2 = 330 \text{ mm} \qquad d3 = 250 \text{ mm} \qquad d4 = 90 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 410^2 + 330^2 + 250^2 + 90^2 = 347600 \text{ mm}^2$$

$$Ni = \frac{MRd \cdot di}{\sum di^2}$$

Ni : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

di : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$N1 = \frac{13.48 \cdot 0.41}{0.347} = 15.92 \text{ KN}$$

$$N2 = \frac{13.48 \cdot 0.33}{0.347} = 12.81 \text{ KN}$$

$$N3 = \frac{13.48 \cdot 0.25}{0.347} = 9.71 \text{ KN}$$

5.2.2.3 Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N1 \leq n \times FP$

Avec : $FP = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \leq \frac{N1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{15.92 \times 1000}{0.7 \times 800 \times 2} = 14.21 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M8

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 9 \text{ mm}$; de classe 8.8 ; $A_s = 36.6 \text{ mm}^2$; $A = 50.3 \text{ mm}^2$

5.2.2.4 Condition de résistance des boulons :

Entre axe des boulons :

$$P1 \geq 2,2 d0 \quad P2 \geq 3d0 \quad \text{Avec : } d0 = 9 \text{ mm} \quad (\text{tableau 6.1 Eurocode 3})$$

$$P1 \geq 2,2 \times 9 = 19.8 \text{ mm} \quad \text{On prend : } \mathbf{P1 = 80 \text{ mm}}$$

$$P2 \geq 3 \times 9 = 27 \text{ mm} \quad \text{On prend : } \mathbf{P2 = 80 \text{ mm}}$$

Pince longitudinale :

$$e1 \geq 1.2d0 \quad e1 \geq 1.2 \times 9 = 10.8 \text{ mm} \quad \text{On prend : } \mathbf{e1 = 60 \text{ mm}}$$

Pince transversale :

$$e2 \geq 1.5d0 \quad e2 \geq 1.5 \times 9 = 13.5 \text{ mm} \quad \text{On prend : } \mathbf{e2 = 80 \text{ mm}}$$

5.2.2.5 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$Msd \leq MRd = \frac{Fp \cdot \sum di^2}{di}$$

$$FP = 0.7 \times fub \times AS$$

$$FP = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 36.6 = 20.49 \text{ KN} \quad (\text{par boulon})$$

Et $20.49 \times 2 = 41 \text{ KN}$ (pour les autres rangers a deux boulons)

$$MRd = \frac{41 \cdot 0.347}{0.41} = 34.7 \text{ KN.m}$$

$$MRd < Msd$$

vérifiée

5.2.2.6 Vérification :

a. Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

$$\text{Il faut vérifier que : } Vsd \leq VR = \frac{Ks \cdot \mu \cdot n \cdot (Fp - 0.8Ftsd)}{\gamma ms}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris égale à 0.3

$KS = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de perçage pour les trous à tolérance normale.

$$M_s \gamma = 1,25$$

n = nombre d'interfaces de frottement = 1

$$FP = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 36.6 = 20.49 \text{ KN} \quad (\text{par boulon})$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_{sd}}{2} = 12.40 \text{ KN}$$

b. Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{12}{8} = 1.5 \text{ KN}$$

c. Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction

$$V_{sd} \leq VR = \frac{K_s \mu n (F_p - 0.8 F_{t.sd})}{\gamma_{ms}}$$

$$FVR = \frac{1 \cdot 0.3 \cdot 1 \cdot (20.49 - 0.8 \cdot 11.70)}{1.25} = 2.67 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 1.5 \text{ KN} < FVR = 2.67 \text{ KN}$$

vérifiée

d. Vérification a la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v.sd} \leq F_{brd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{m0}}$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{60}{27}, \frac{80}{27} - \frac{1}{4}, \frac{800}{360}, 1 \right) = 1$$

$$F_{brd} = 2.5 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 2 \cdot \frac{36}{1.25} = 115.2 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 1.5 \text{ KN} < F_{brd} = 115.2 \text{ KN}$$

vérifiée

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétral

e. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

On doit vérifier que : $F_v \leq F_{t.Rd}$

Avec :

$$F_{t.Rd} = t_w \cdot \text{beff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$F_{t.Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : Epaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. ($P=80\text{cm}$)

donc : $F_{t,Rd} = 8 \cdot 0.8 \cdot 23.5 / 1 = 150.4 \text{ KN}$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} \quad EC03-1-8 \text{ art } 6.2.6.7$$

$$F_v = \frac{15.58}{0.23-0.012} = 72.7 \text{ KN}$$

$$F_v = 72.7 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 150.4 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

f. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$\text{On doit vérifier que : } F_{vrd} = 61.83 \text{ KN} \leq F_{crd} = \frac{f_y * t_w * b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

$t_w = 8$ mm épaisseur de l'âme du poteau

$t_f = 17$ mm épaisseur de la traverse

$t = 20$ mm épaisseur de la platine

$t_p = 12$ mm épaisseur de la semelle du poteau

$r = 21$

$b_{eff} = 222$ mm

$$F_{crd} = \frac{23.5 * 0.8 * 22.2}{1} = 417.36 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 72.7 \text{ KN} \leq F_{crd} = 417.36 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

g. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que : $F_v \leq F_{VRd}$

$$F_{VRd} = 0.58 * f_y * h * \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{VRd} = 0.58 * 23.5 * 23 * 0.8 / 1 = 250.79 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{15.58}{0.23-0.012} = 72.7 \text{ KN}$$

$$F_v = 72.7 \text{ KN} < F_{VRd} = 250.79 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

6.2.2.7 Assemblage platine traverse

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure :

✓ **Epaisseur de la platine**

Soit $e = 20$ mm

✓ **Gorge reliant l'âme**

$3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 t_w$ donc $3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 \times 10$ $a = 5 \text{ mm}$

✓ **Gorge reliant la semelle**

$6 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 t_f$ donc $6 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0.5 \times 17$ $a = 8 \text{ mm}$

A. Distribution des efforts sur les différents cordons :

✓ **Cordon âme platine :**

Chaque cordon repend : $V/2 = 12/2 = 6$ KN

✓ **Cordon semelle :**

$L = 2b - t_w = 2 \times 300 - 10 = 590$ mm

$N = M / L = 15.58 / 0.590 = 26.4$ KN

B. Vérification :

✓ **Cordon semelle platine :**

$$L = \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{mw}}{a \cdot f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1.25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

$$L = \frac{22.84 \cdot \sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25}{8 \cdot 36} = 0.137 \text{ cm}$$

$L = 59 \text{ cm} > 0.137 \text{ cm}$

vérifiée

5.2.3 ASSEMBLAGE PIEDS DE POTEAUX

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal.

5.2.3.1 Dimensionnement de la plaque d'assise :

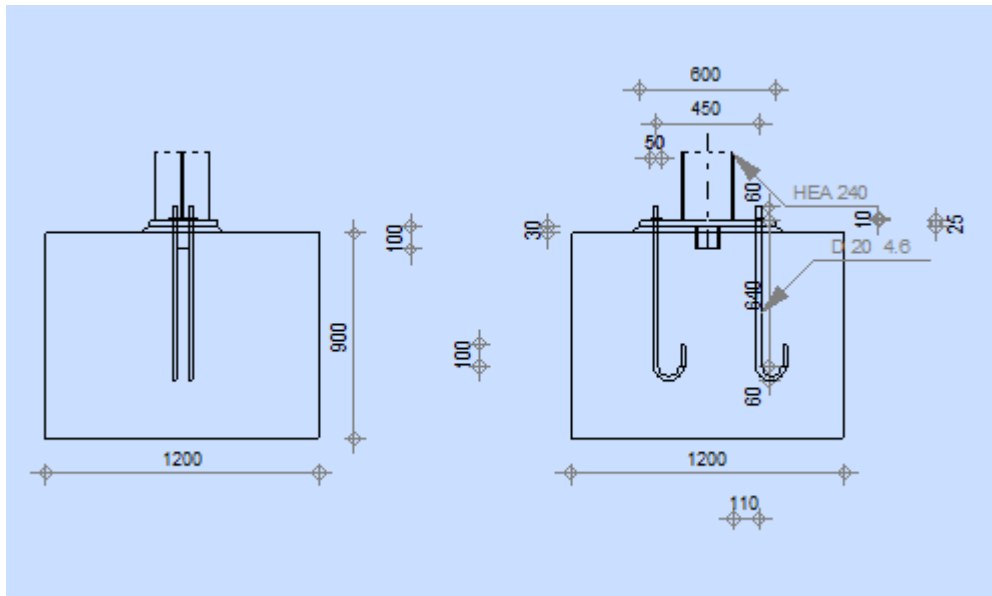


Figure 10 : schéma de jonction poteau-fondation

✓ Cordons de soudure :

Semelle HEA 240:

$$a_s = 0,7t_f = 0,7 \times 12 = 8,4 \quad \text{On prend} \quad a_s = 12\text{mm}$$

Ame HEA 240:

$$a_a = 0,7t_w = 0,7 \times 7,5 = 5,25 \quad \text{On prend} \quad a_a = 7\text{mm}$$

✓ Epaisseur de la platine :

$$t \geq U\sqrt{3\sigma/\sigma_e}$$

$$u = 70$$

$$\sigma = \frac{N}{a.b} = \frac{7943}{600 \times 300} = 0,044 \text{ daN/mm}^2$$

$$t \geq 70\sqrt{3 \times 0,044/24} \quad t \geq 5,19 \text{ mm} \quad \text{On prend} \quad t = 25 \text{ mm}$$

5.2.3.2 Dimensionnement de la tige d'ancrage :

$$b = h + 2c$$

$$b = 230 + 2(100) = 430$$

✓ h : la hauteur de la section HEA300 h = 230mm

✓ c : le débord, donne par : c = (100 ÷ 150)

On prend : c = 100 mm

$$a = h + 2c = 230 + 2 \times 100 = 430 \text{ mm}$$

$$b = b + 2c = 240 + 2 \times 100 = 440 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (N_{st})

$$F = \frac{N_t}{N} + \frac{M_y}{3P_1}$$
$$\frac{79,43}{4} + \frac{4,94}{3 \times 0,45} = 23,51 \text{ KN}$$

✓ N : l'encrage est réalisé par 4 tiges

✓ N_t : Effort sollicitant de traction

$$F \leq \frac{\pi \phi^2}{12} f_y$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 23,51}{3,14 \times 23,5}} = 1,12 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre : $\phi = 20 \text{ mm}$

5.2.3.3 Vérification de la tige d'ancrage :

$$Na = 0,1 \left(1 + \frac{7gc}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

$$r = 3\phi = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$d_1 = 20$$

gc : le dosage en ciment 350kg/m³

$$N_a = 101.96 \text{ KN}$$

$$N_a = 9.29 \text{ KN} > F = 23.51 \text{ KN}$$

vérifiée

5.2.3.4 Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \cdot T_{SU} \cdot \phi \cdot l_1$$

$$l_1 = 20\phi = 400 \text{ mm}$$

$$T_{SU} = 0,6\phi_s f_{tj}$$

$$\phi_s = 1 \text{ (Rond lisse)}$$

$$F_A = \pi \times 1,26 \times 20 \times 40 \times 20 = 63302.4 \text{ N}$$

$$\frac{N}{4} = 19.85 \text{ KN}$$

$$N \leq F_A$$

vérifiée

CONCLUSION GENERALE

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar de fabrication, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, contreventements, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

La structure a été modélisée par le logiciel ROBOT

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a permis d'acquies des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

Références bibliographique

[1] Règlement Neige et Vent « R.N.V 99 version 2013 » (D.T.R.C 2-4.7)

MINISTERE DEL'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[2] charges et surcharges (D.T.R.C 2.2) **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE**

L'URBANISME, (Algérie)

[3] Règles de conception et de calcul des structures en acier « EUROCODE 3 »

MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[4] cours charpente métallique, (Master 1) **Mr. FELLAH**

[5] Étude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage. **Melle.**

DEROUICHE Lydia Mr OUZAICH Moumen

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13

G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} ♦	i _y	A _{ex}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} ♦	i _z	s _x	I _t	I _w	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 10025	EN 10025	EN 102	
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶										
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø mm	e _{min} mm	e _{max} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
UPE 80*	7,90	80	50	4,0	7,0	10	10,1	66	46	-	-	-	0,343	43,45
UPE 100*	9,82	100	55	4,5	7,5	10	12,5	85	65	M 12	35	36	0,402	41,00
UPE 120*	12,1	120	60	5,0	8,0	12	15,4	104	80	M 12	35	41	0,460	37,98
UPE 140*	14,5	140	65	5,0	9,0	12	18,4	122	98	M 16	35	38	0,520	35,95
UPE 160*	17,0	160	70	5,5	9,5	12	21,7	141	117	M 16	36	43	0,579	34,01
UPE 180*	19,7	180	75	5,5	10,5	12	25,1	159	135	M 16	36	48	0,639	32,40
UPE 200*	22,8	200	80	6,0	11,0	13	29,0	178	152	M 20	46	47	0,697	30,60
UPE 220*	26,6	220	85	6,5	12,0	13	33,9	196	170	M 22	47	49	0,756	28,43
UPE 240*	30,2	240	90	7,0	12,5	15	38,5	215	185	M 24	47	51	0,813	26,89
UPE 270*	35,2	270	95	7,5	13,5	15	44,8	243	213	M 27	48	50	0,892	25,34
UPE 300*	44,4	300	100	9,5	15,0	15	56,6	270	240	M 27	50	55	0,968	21,78
UPE 330*	53,2	330	105	11,0	16,0	18	67,8	298	262	M 27	54	60	1,043	19,60
UPE 360*	61,2	360	110	12,0	17,0	18	77,9	326	290	M 27	55	65	1,121	18,32
UPE 400*	72,2	400	115	13,5	18,0	18	91,9	364	328	M 27	57	70	1,218	16,87

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001		
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y		Pure compression							
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _e mm	l _y mm ⁴ x10 ⁴	l _z mm ⁴ x10 ⁴	y _c mm x10	y _m mm x10	S235	S355				S235	S355
UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓		
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓		
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓		
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓		
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓		
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓		
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓		
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓		
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓		
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓		
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓		
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓		
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓		
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓		

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					A mm ² x10 ²	Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm		z ₁ =y _s mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _e m ² /m	A _c m ² /t	
L 20 x 20 x 3 ⁻	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40	
L 25 x 25 x 3 ^{-/A}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88	
L 25 x 25 x 4 ^{-/A}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67	
L 30 x 30 x 3 ^{-/A}	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87	
L 30 x 30 x 4 ^{-/A}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02	
L 35 x 35 x 4 ^{-/A}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82	
L 40 x 40 x 4 ^{-/A}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07	
L 40 x 40 x 5 ^{-/A}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07	
L 45 x 45 x 4 ^{-/A}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46	
L 45 x 45 x 4,5 ^{-/A}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83	
L 45 x 45 x 5 ^{-/A}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51	
L 50 x 50 x 4 ^{-/A}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49	
L 50 x 50 x 5 ^{-/A}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46	
L 50 x 50 x 6 ^{-/A}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41	
L 50 x 50 x 7 ^{-/A}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66	
L 55 x 55 x 5 ^{-/A}	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05	

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225: 2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		Pure compression						
	G kg/m	I _y =I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} =W _{el,z} mm ³ x10 ³	i _y =i _z mm x10	I _u mm ⁴ x10 ⁴	i _u mm x10	I _v mm ⁴ x10 ⁴	i _v mm x10	I _{yz} mm ⁴ x10 ⁴	S235	S355			
L 20 x 20 x 3	0,879	0,388	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,380	-0,226	1	1	✓		
L 25 x 25 x 3	1,11	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,329	0,481	-0,467	1	1	✓		
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587	1	1	✓		
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,649	0,899	2,23	1,13	0,579	0,578	-0,825	1	2	✓		
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05	1	1	✓		
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73	1	1	✓		
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63	1	2	✓		
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓		
L 45 x 45 x 4	2,74	6,43	1,97	1,36	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78	1	3	✓		
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,95	0,87	-4,20	1	2	✓		
L 45 x 45 x 5	3,38	7,84	2,43	1,35	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60	1	1	✓		
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	2	3	✓		
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	1	2	✓		
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	1	✓		
L 50 x 50 x 7	5,15	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	-8,52	1	1	✓		
L 55 x 55 x 5	4,18	14,71	3,70	1,66	23,37	2,10	6,06	1,07	-8,66	1	3	✓		
L 55 x 55 x 6	4,95	17,29	4,39	1,66	27,44	2,09	7,13	1,06	-10,16	1	1	✓		

	G	h	b	t _u	t _r	r	A	h ₁	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _c	A _c
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HE 220 AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984

G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} ♠	i _y	A _z	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} ♠	i _z	s _x	I _t	I _w	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 1002	EN 1002	EN 102	
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ²	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶										
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _i mm	d mm	Ø mm	p _{min} mm	p _{max} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	G kg/m	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y			Pure compression							
		I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♦ mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{e2} mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♦ mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _x mm	i _x mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁶	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀	S ₂₃₅	S ₃₅₅				S ₄₆₀
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI