

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année 2018/2019

Faculté Des Sciences De L'ingénieur

Département De Génie Civil

**MEMOIRE**

Présenté en vue de l'obtention du diplôme DE MASTER 2

Intitulé du mémoire

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

**Domaine : Science et Technique**

**Spécialité :**

**GENIE CIVIL**

**OPTION :**

**CHARPENTE METALLIQUE ET MIXTE**

**Par**

**Mlle SALHI RANIA**

DEVANT LE JURY

<b>Président</b>	<b>FELLAH FARID</b>	<b>Université Badji Mokhtar Annaba</b>
<b>Directeur Du Mémoire</b>	<b>SLIMANI FAYCEL</b>	<b>Université Badji Mokhtar Annaba</b>
<b>Examineur</b>	<b>MEZIGHICHE NAWEL</b>	<b>Université Badji Mokhtar Annaba</b>

## *REMERCIEMENTS*

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Mr. SLIMANIE qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il a manifestés durant leur encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury le Président Mr. FELLEH F. et l'examineur Mme. MEZIGHICHE. N. Pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragements.

**MERCI À TOUS.**

***SALH.R & HAMROUNE.M***

## SOMMAIRE

### **INTRODUCTION GENERALE**

<b>CHAPITRE 1 : GENERALITE.....</b>	<b>1</b>
1.1 Présentation du projet .....	1
1.1.1 Données géométrique du projet.....	1
1.1.2 Localisation et données concernant le site .....	1
1.2 Règlements techniques.....	1
1.3 Matériaux utilisés .....	2
1.3.1 Acier.....	2
1.3.2 Béton .....	2
1.3.2.1 Résistance du béton .....	2
1.4 Les assemblages .....	2
1.4.1 Le boulonnage.....	2
1.4.2 Le soudage.....	2
1.5 Conception structurale .....	3
1.5.1 Structure verticale (les façades).....	3
1.5.2 Structure horizontale (les toitures) .....	3
<b>CHAPITRE 2 : EVALUATION DES CHARGES.....</b>	<b>4</b>
2.1 Introduction .....	4
2.2 Charges permanentes .....	4
2.3 Surcharges d'exploitation .....	4
2.4 Surcharges climatiques .....	4
2.4.1 Charges de neige .....	4
2.4.2 Effet du vent.....	7
2.5 Calcul de la force de frottement .....	14

2.6 Conclusion.....	15
<b>CHAPITRE 3 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES.....</b>	<b>16</b>
3.1 Introduction.....	16
3.2 Dimensionnement des panneaux de couverture.....	16
3.2.1 Principe de choix d'un panneau sandwich .....	16
3.2.2 Panneau couverture .....	17
3.3 Calcul des pannes de couverture.....	17
3.3.1 Introduction.....	17
3.3.2 Espacement entre pannes .....	17
3.3.3 Evaluation des charges et surcharges.....	18
3.3.4 Pré dimensionnement des pannes .....	20
3.3.5 Dimensionnement et vérification des pannes .....	21
3.3.5.1 Vérification à l'Els (flèche).....	22
3.3.5.2 Condition de la résistance (Elu).....	22
3.3.5.2.1 Vérification à la flexion déviée .....	22
3.3.5.2.2 Vérification au cisaillement .....	23
3.3.5.2.3 Vérification au déversement .....	24
3.4 Calcul des liernes.....	26
3.4.1 Introduction.....	26
3.4.2 Les efforts dans les liernes .....	26
3.4.3 Dimensionnement des liernes.....	27
3.5 Calcul de l'échantignolle .....	28
3.5.1 Introduction.....	28
3.5.2 Dimensionnement de l'échantignolle.....	29
3.6 Calcul des lisses de bardage.....	30

3.6.1 Introduction.....	30
3.6.2 Espacement des lisses.....	30
3.6.3 Efforts sollicitant la lisse.....	31
3.6.4 Pré dimensionnement des lisses.....	32
3.6.5 Dimensionnement et vérification des lisses.....	32
3.6.5.1 Vérification à l'Els (flèche).....	32
3.6.5.2 Condition de la résistance (Elu).....	33
3.6.5.3 Vérification à la flexion déviée .....	33
3.6.5.4 Vérification au cisaillement.....	34
3.6.5.5 Vérification au déversement.....	34
3.7 Calcul des suspentes.....	35
3.7.1 Introduction.....	35
3.7.2 Calcul de l'effort dans la suspen	35
3.7.3 Calcul de la section des suspentes.....	35
3.8 Calcul des potelets.....	36
3.8.1 Introduction.....	36
3.8.2 Le pré dimensionnement du potelet.....	36
3.8.3 Evaluation des charges.....	37
3.8.4 Vérification de la flexion composée .....	37
3.8.5 Vérification de la stabilité au déversement .....	41
3.9 Conclusion .....	42
<b>CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE .....</b>	<b>43</b>
4.1 Introduction.....	43
4.2 Principe de la méthode.....	43
4.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul.....	43

4.4 Analyse dynamique de la structure.....	45
4.5 Modélisation de la structure.....	45
4.6 Analyse modale.....	47
4.7 Vérification de la structure.....	48
7.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure.....	48
7.4.2 Vérification de la force sismique à la base.....	48
7.4.3 Vérification des déplacements.....	49
<b>CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....</b>	<b>50</b>
5.1 Introduction.....	50
5.2 Justification des poteaux.....	51
5.2.2 Efforts sollicitants.....	51
5.2.3 Vérification.....	51
5.2.3.1 Vérification à la résistance.....	51
5.2.3.2 Vérification de l'effort tranchant .....	51
5.2.3.3 Vérification à l'effort normal.....	51
5.2.3.4 Vérification au moment fléchissant.....	52
5.2.4 Vérification de l'élément aux instabilités .....	52
5.2.4.1 Flexion composée avec risque de flambement .....	52
5.2.4.2 Vérification au flambement .....	55
5.3 Justification des traverses .....	55
5.3.2 Charges réparés sur la traverse.....	55
5.3.3 Vérification de la section à la résistance.....	55
5.3.4 Vérification de la résistance à la flexion composée.....	56
5.3.5 Vérification de flambement .....	57
5.3.6 Vérification de déversement .....	58

5.3.7 Vérification de la flèche .....	59
5.4 Justification des poutres sablières.....	59
5.4.2 Efforts sollicitants.....	59
5.4.3 Vérification de la résistance à la flexion composée.....	59
5.4.4 Vérification de flambement .....	60
5.4.5 Vérification de déversement .....	61
5.4.6 Vérification de la flèche .....	62
5.5 Justification des contreventements.....	63
5.5.1 Introduction .....	63
5.5.2 Rôle des systèmes de contreventement.....	63
5.5.3 Vérification des contreventements.....	63
5.5.3.1 Vérification de la résistance à la traction.....	63
5.5.3.2 Vérification de la résistance à la compression .....	64
5.5.3.3 Vérification au flambement.....	64
5.6 Justification des pannes.....	65
5.7 Conclusion .....	66
<b>CHAPITRE 6 : ETUDE DES ASSEMBLAGES.....</b>	<b>67</b>
6.1 Introduction.....	67
6.2 Calcul d'assemblages .....	67
6.2.1 Assemblage traverse – traverse .....	67
6.2.1.1 Efforts de calcul .....	68
6.2.1.2 Détermination des efforts dans les boulons.....	68
6.2.1.3 Dimensionnement des boulons.....	68
6.2.1.4 Condition de résistance des boulons .....	69
6.2.1.5 Assemblage platine traverse .....	70

6.2.2 Assemblage poteau – traverse.....	71
6.2.2.1 Efforts de calcul .....	72
6.2.2.2 Détermination des efforts dans les boulons .....	72
6.2.2.3 Dimensionnement des boulons .....	72
6.2.2.4 Condition de résistance des boulons .....	72
6.2.2.5 Moment résistant effectif de l’assemblage .....	73
6.2.2.6 Vérification .....	73
6.2.2.7 Assemblage platine traverse.....	75
6.2.3 Assemblage pieds de poteaux .....	77
6.2.3.1 Dimensionnement de la plaque d’assise .....	78
6.2.3.2 Dimensionnement de la tige d’ancrage .....	78
6.2.3.3 Vérification de la tige d’ancrage.....	78
6.2.3.4 Condition d’équilibre du BAEL .....	79
<b>CHAPITRE 7 : FONDATION .....</b>	<b>80</b>
7.1 Introduction.....	80
7.2 Caractéristique des matériaux.....	80
7.2.1 Béton.....	80
7.2.2 Acier .....	80
7.3 Choix du type de fondation.....	80
7.4 Dimensionnement des fondations .....	81
7.4.1 Calcul de la hauteur de la semelle .....	81
7.5 Vérification de la stabilité .....	82
7.6 Ferrailage de la semelle isolée.....	82
7.7 Calcule l’espacement des cadres .....	82
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>83</b>



## ***LISTE DES TABLEAUX***

<b>Tableau 1</b>	Les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticales.....	11
<b>Tableau 2</b>	: Les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture.....	11
<b>Tableau 3</b>	: Les valeurs de $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticales (V2 et V4)...	11
<b>Tableau 4</b>	: Les surfaces et les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture (V2 et V4).....	12
<b>Tableau 5</b>	: Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Pignon).....	13
<b>Tableau 6</b>	: Pressions sur la toiture - Direction V1 et V3 du vent (Pignon).....	13
<b>Tableau 7</b>	: Pressions sur les parois verticales-Direction V2 et V4 du vent (long pan).....	13
<b>Tableau 8</b>	: Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan).....	13
<b>Tableau 9</b>	: Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	17
<b>Tableau 10</b>	: Valeurs des pénalités $P_q$ .....	45
<b>Tableau 11</b>	: Période propre de la structure.....	47
<b>Tableau 12</b>	: Résultante des forces sismiques à la base.....	49
<b>Tableau 13</b>	: Déplacements relatifs dans le sens (x-x).....	49

## *LISTE DES FIGURES*

<b>Figure 1:</b> Vue en 3D de la structure.....	3
<b>Figure 2 :</b> Charges de la neige sur la toiture.....	6
<b>Figure 3 :</b> Directions du vent sur la structure.....	10
<b>Figure 4 :</b> détail de panneau sandwich (couverture).....	16
<b>Figure 5:</b> Vue en 3D de l'échantignolle.....	28
<b>Figure 6 :</b> Modèle de la structure en 3D.....	46
<b>Figure 7 :</b> Spectre de réponse.....	47
<b>Figure 8 :</b> Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	67
<b>Figure 9 :</b> Représentation de l'assemblage poteau-traverse.....	71
<b>Figure 10 :</b> schéma de jonction poteau-fondation.....	77

## *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 ( $E = 210\,000\text{ MPa}$ )
- 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  $\delta$ ) : 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

$\varepsilon$  (epsilon) : Déformation linéaire unitaire

$\varepsilon_Y$  : Déformation correspondant à la limite d'élasticité

$\sigma$  : (sigma) Contrainte normale

$\sigma_K$  : Contrainte critique d'Euler

$\tau$  : (tau) Contrainte tangentielle ou de cisaillement

### **Caractéristique Géométriques**

A : Section brute d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

A<sub>net</sub> : Section nette d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

A<sub>V</sub> : Aire de cisaillement (cm<sup>2</sup>).

A<sub>W</sub> : Section de l'âme d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

A<sub>S</sub> : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm<sup>2</sup>).

I<sub>T</sub> : Moment d'inertie de torsion (cm<sup>4</sup>).

I<sub>W</sub> : Facteur de gauchissement d'une section (cm<sup>4</sup>).

IY : Moment d'inertie de flexion maximal (cm<sup>4</sup>).

IZ : Moment d'inertie de flexion minimal (cm<sup>4</sup>).

WEL : Module de résistance élastique (cm<sup>4</sup>).

WPL : Module de résistance plastique (cm<sup>3</sup>).

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 (cm<sup>3</sup>).

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 (cm<sup>2</sup>, mm<sup>2</sup>).

### **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

$k\tau$  : Coefficient de voilement par cisaillement

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

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

$\beta_w$  : Facteur de corrélation (soudures)

$\varepsilon$  : (epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\eta$  : (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)

$\lambda$  : ( lambda) Elancement

$\lambda_{cr}$  : Elancement critique d'Euler

$\lambda_k$  : Élancement eulérien

$\lambda$  : Elancement réduit

$\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement

$\lambda_w$  : Élancement de l'âme d'un poutre

$\mu$  : (mu) Coefficient de frottement

$\rho$  : (rho) Rendement d'une section

$\chi$  : (chi) Coefficient de réduction de flambement

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction de déversement

$\psi$  : Coefficient de distribution de contraintes (psi)

## INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Construction métallique » à l'Université Badji Mokhtar ANNABA, nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique.

Il s'agit d'un hangar de fabrication en charpente métallique

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que :

La légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique.

Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

## CHAPITRE 1 : GENERALITE

### 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 840.00 m<sup>2</sup>, 20.00 m de largeur et 42.00 m de longueur avec un espacement entre portiques de 6.00 m ce qui fait le total de huit (08) 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 :..... 42.00 m
- ✓ La largeur de la structure :..... 20.00 m
- ✓ La hauteur totale (au faitage): ..... 05.95 m
- ✓ La hauteur des poteaux (à la poutre sablière):..... 5.00 m
- ✓ La pente de versant:.....  $\alpha = 06^\circ$

#### 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  $350 \text{ kg/m}^3$
- ✓ Le béton de propreté est dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$

##### **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 =  $2500 \text{ Kg/m}^3$

### **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:

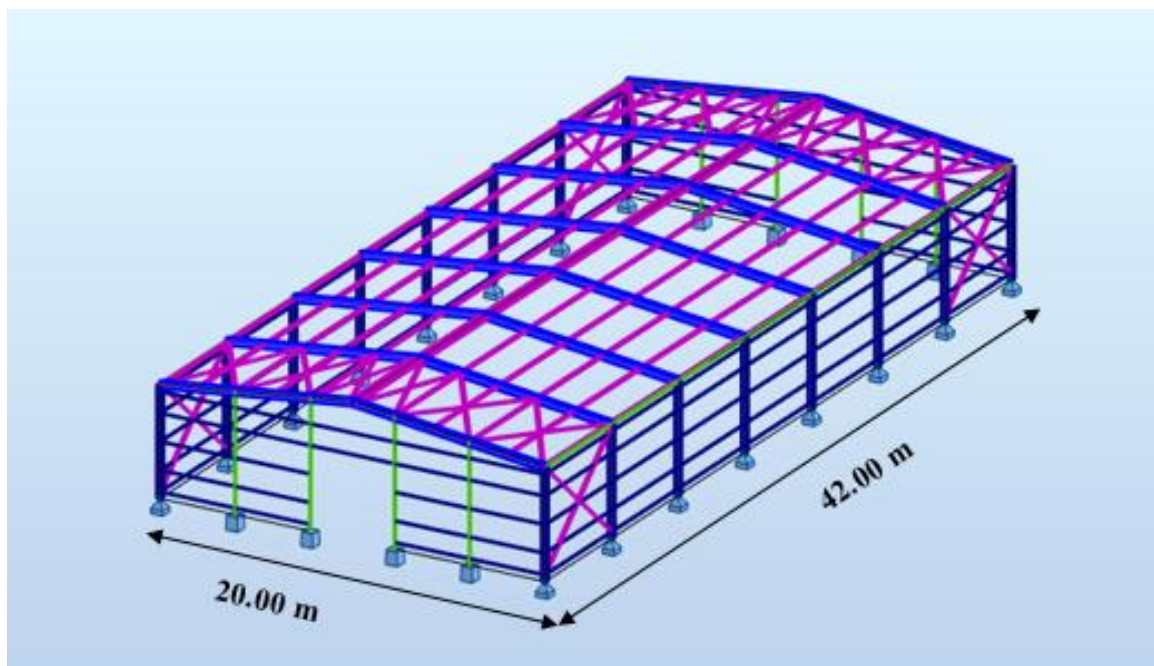
- ✓ L'économie.
- ✓ La faisabilité.
- ✓ Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- ✓ Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

#### **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



**Figure 1 : 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<sub>k</sub>** : Charge de neige sur le sol.

**a) La charge de la neige sur le sol S<sub>k</sub> :**

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 :**

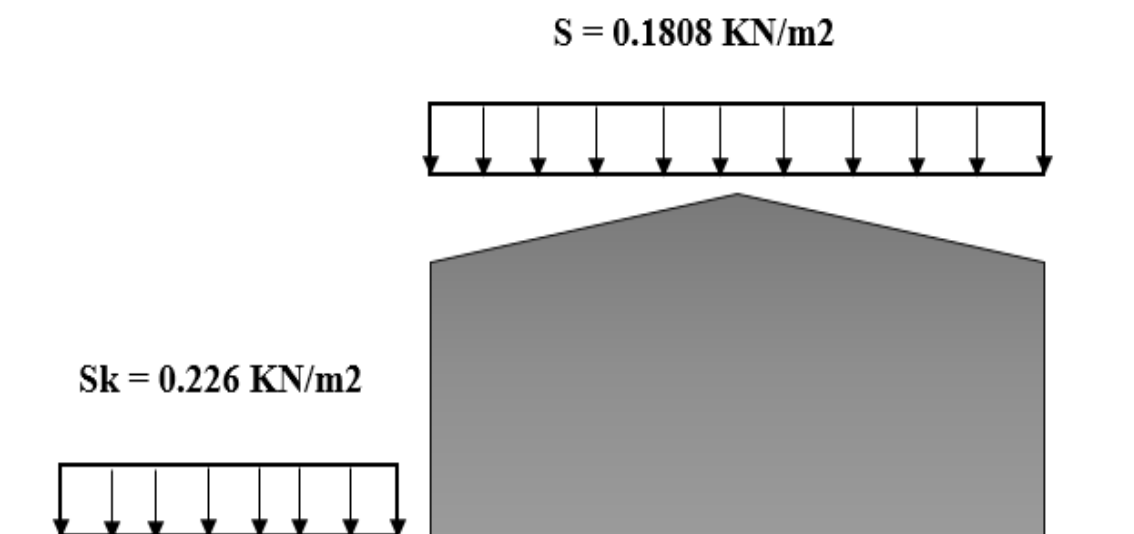
La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par le tableau 2 du *RNVA 2013* pour une pente compris entre 0° et 30° :

Dans Notre cas :  $\alpha = 6^\circ$  alors  $u_1 = 0,8$

**c) La charge de la neige sur la toiture :**

$$S = u_1 \times S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

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



**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<sub>dyn</sub>** : Pression dynamique du vent

**C<sub>d</sub>** : Coefficient dynamique.

**C<sub>pe</sub>** : Coefficient de pression extérieur.

**C<sub>pi</sub>** : 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<sub>réf</sub> = 500 N/m<sup>2</sup>** (*Tableau 2.2 chapitre 2 RNVA 2013*)
- ✓ Catégorie III
- ✓ Le facteur de terrain **K<sub>t</sub> = 0,215**
- ✓ Le paramètre de rugosité **Z<sub>0</sub> = 0,3** (*Tableau 2-4, chapitre 2 RNVA2013*)
- ✓ La hauteur minimal **Z<sub>min</sub> = 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 ( $C_t$ ).  **$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$**

$z_j$ : 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  $Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m}$

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

$$C_r(z) = 0.60$$

**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)

$$I_v(z) = \frac{1}{ct(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{5.947}{0.3}\right)}$$

$$I_v(z) = \mathbf{0.334}$$

**f) Coefficient d'exposition(Ce)**

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 :

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

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

$$C_e(Z_j) = \mathbf{1.364}$$

**g) La pression dynamique :**

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

$$q_{\text{dyn}} = 50 * 1.364$$

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

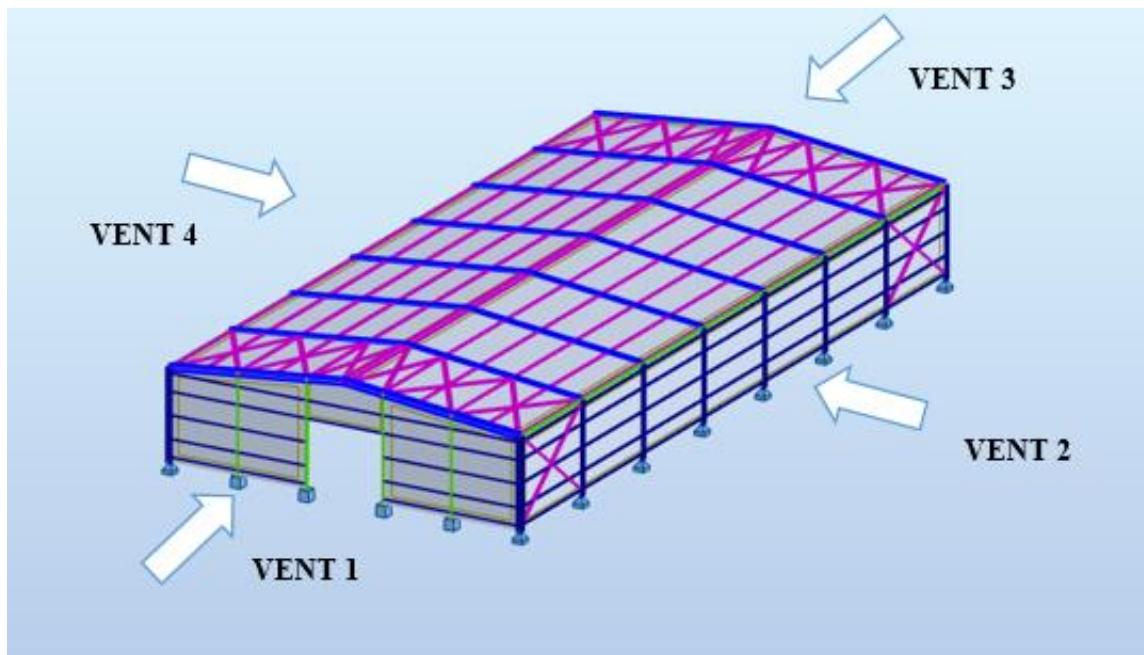
**h) Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  :**

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.

**i) Coefficient de pression extérieur C<sub>pe</sub> :**

Les C<sub>pe</sub> 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 m<sup>2</sup>) 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<sub>pe</sub>, pour chaque direction du vent considérée.

$$d = 42.00\text{m} \quad b = 20.00\text{m} \quad h = 5.947 \text{ m}$$

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

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

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

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

**Tableau 1** Les coefficients Cpe 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 Cpe, pour chaque direction du vent considérée.

$$e = \text{Min}(b ; 2h) ; e = \text{Min}(20 ; 2*5.947 = 11.89) \text{ donc } e = 11.89 ; e/4 = 2.97$$

Zone	F	G	H	I
S ( $\text{m}^2$ )	3.50	8.29	45.6	360.6
Cpe	-1.89	-1.35	-0.71	-0.61

**Tableau 2** : Les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture

#### ➤ Vent sur le long-pan V2 et V4 :

##### ❖ Parois verticales

$$d = 20.00\text{m} \quad b = 42.00\text{m} \quad h = 5.947 \text{ m}$$

$$e = \text{Min}(b ; 2h) ; e = \text{Min}(42 ; 2*5.947 = 11.89) \text{ donc } e = 11.89 ; e/5 = 2.38$$

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

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

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 Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales (V2 et V4)

### ❖ Toiture

$$e = \text{Min}(b ; 2h) ; e = \text{Min}(42 ; 2*5.947= 11.89) \text{ donc } e = 11.89 ; e/4 = 2.97$$

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

Zone	F	G	H	I	J
S (m <sup>2</sup> )	3.50	42.56	332.85	332.85	49.56
C <sub>pe</sub>	-2.13	-1.24	-0.63	-0.62	-0.12

**Tableau 4** : Les surfaces et les coefficients C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de toiture (V2 et V4)

### Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> :

Le Coefficient de pression intérieur C<sub>pi</sub> est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité qui est définie comme suit :

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

$$\mu = \frac{4.455*3.753}{(4.455*3.753)*2} = \frac{16.72}{33.44} = 0.5$$

Figure 5.14 (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C<sub>pi</sub> du diagramme :

$$h/d = 0.14 < 0.25 \text{ On choisit le trait discontinue}$$

Pour V1 et V3 On adopte C<sub>pi</sub> = 0.13

$$h/d = 0.25 \leq 0.25 \text{ On choisit le trait discontinue}$$

Pour V2 et V4 On adopte C<sub>pi</sub> = 0.12

### Calcul de la pression due au vent q<sub>j</sub> :

La pression due au vent q<sub>j</sub> ou la pression aérodynamique W (z<sub>j</sub>) 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 <sub>Pe</sub>	C <sub>Pi</sub>	C <sub>Pe</sub> -C <sub>Pi</sub>	q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	W <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	-1.0	0.13	-1.13	627.5	<b>-709.075</b>
<b>B</b>	-0.8	0.13	-0.93	627.5	-583.575
<b>C</b>	-0.5	0.13	-0.63	627.5	-395.325
<b>D</b>	+0.8	0.13	0.67	627.5	420.425
<b>E</b>	-0.3	0.13	-0.43	627.5	-269.825

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

Zone	C <sub>Pe</sub>	C <sub>Pi</sub>	C <sub>Pe</sub> -C <sub>Pi</sub>	q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	W <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	-1.89	0.13	-2.02	682	<b>-1377.64</b>
<b>G</b>	-1.35	0.13	-1.48	682	-1009.36
<b>H</b>	-0.71	0.13	-0.84	682	-572.88
<b>I</b>	-0.61	0.13	-0.74	682	-504.68

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

Zone	C <sub>Pe</sub>	C <sub>Pi</sub>	C <sub>Pe</sub> -C <sub>Pi</sub>	q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	W <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	-1.0	0.12	-1.32	627.5	<b>-828.3</b>
<b>B</b>	-0.8	0.12	-0.92	627.5	-577.3
<b>C</b>	-0.5	0.12	-0.62	627.5	-389.05
<b>D</b>	+0.8	0.12	0.68	627.5	426.7
<b>E</b>	-0.3	0.12	-0.42	627.5	-263.55

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

Zone	C <sub>Pe</sub>	C <sub>Pi</sub>	C <sub>Pe</sub> -C <sub>Pi</sub>	q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	W <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	-2.13	0.12	-2.25	682	<b>-1534.5</b>
<b>G</b>	-1.24	0.12	-1.36	682	-927.52
<b>H</b>	-0.63	0.12	-0.75	682	-511.5
<b>I</b>	-0.62	0.12	-0.74	682	-504.68
<b>j</b>	-0.12	0.12	-0.24	682	136.68

**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)

$$\frac{d}{h} = \frac{42}{5.95} = 7.06 > 3$$

**vérifiée**

$$\frac{d}{b} = \frac{42}{20} = 2.1 < 3$$

**non vérifiée**

#### a) Paroi verticale

$$S_{fr} = (42 \times 5) \times 2 = 420 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 62.75 \times 0,04 \times 420 = 1054.2 \text{ daN.}$$

#### b) Versant de toiture

$$S_{fr} = \frac{b}{\cos(\alpha)} * d = \frac{20}{\cos(6)} * 2 * 42 = 1689.2 \text{ cm}^2$$

$$S_{fr} = 1689.2 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 68.2 \times 0,04 \times 1689.2 = 4608 \text{ daN.}$$

### ➤ Direction du vent (Vent $\perp$ long pan)

$$\frac{d}{h} = \frac{20}{5.95} = 3.36 > 3$$

**vérifiée**

$$\frac{d}{b} = \frac{20}{42} = 0.48 < 3$$

**non vérifiée**

#### a) Paroi verticale

$$S_{fr} = (20 \times 5) \times 2 = 200 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 62.75 \times 0,04 \times 200 = 502 \text{ daN.}$$

#### b) Versant de toiture

$$S_{fr} = 20 \times 0.95 \times 2 = 38 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 68.2 \times 0.04 \times 38 = 103.66 \text{ daN}.$$

➤ **La force de frottement totale**

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

$$F_{fr} = (4608.14 + 103.66) + 1054.2 = 5766 \text{ daN}$$

$$\mathbf{F_{fr} = 57.66 \text{ KN}}$$

## **2.6 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

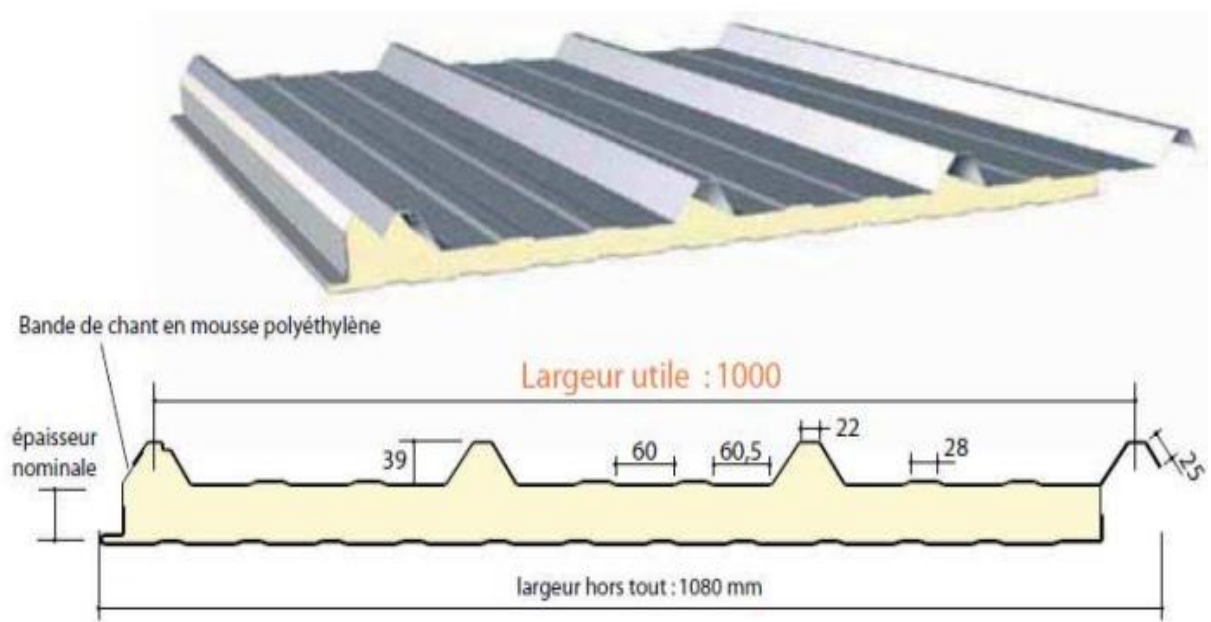
Les caractéristiques de notre structure étant définies, nous passons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment

### 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  $W = -1.1534 \text{ KN/m}^2$

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 **12.5 kg/m<sup>2</sup>**

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 <sup>2</sup> )	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  $w = -1.1534 \text{ KN/m}^2$  (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  $e=1.94\text{m}$

### **3.3.3 Evaluation des charges et surcharges**

#### **Les charges permanentes (G) :**

- ✓ Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....12.5Kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Poids propre d'accessoire d'attache.....1.5Kg/m<sup>2</sup>

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

e: espacement entre les pannes (e= 1,94m)

$$G = (12.5 + 1.5) * 1,94 = 37.56 \text{ Kg/m}$$

$$\mathbf{G = 0.3756 \text{ KN/m}}$$

#### **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).

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

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

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

#### **Surcharges climatiques :**

- ✓ Surcharge du vent (W) :  $W = (-1.534 \times 1.94) = -2.975 \text{ KN/ml}$
- ✓ Surcharge de le neige (S) :  $S = (0.1808 \times 1.94) = 0.350 \text{ KN/ml}$

### Charges à prendre en considération :

- ✓  $G = 0.375 \text{ KN/ml.}$
- ✓  $W = -2.975 \text{ KN/ml.}$
- ✓  $S = 0.350 \text{ KN/ml.}$
- ✓  $Q = 0.444 \text{ KN/ml}$

### Décomposition des charges :

#### Suivant l'axe Z-Z :

- ✓  $G_z = G \cos \alpha = 0,372 \text{ KN/m.}$
- ✓  $Q_z = Q \cos \alpha = 0,441 \text{ KN/m.}$
- ✓  $W_z = W = -2.975 \text{ KN/m.}$
- ✓  $S_z = S \cos \alpha = 0,348 \text{ KN/m.}$

#### Suivant l'axe Y-Y :

- ✓  $G_y = G \sin \alpha = 0,039 \text{ KN/m.}$
- ✓  $Q_y = Q \sin \alpha = 0,046 \text{ KN/m.}$
- ✓  $W_y = 0 \text{ KN/m.}$
- ✓  $S_y = S \sin \alpha = 0,036 \text{ KN/m}$

### Les combinaisons d'actions

#### ❖ ELU :

#### Suivant l'axe z-z :

- ✓ Comb 1 =  $1.35G_z + 1.5Q_z = 1.164 \text{ KN/ml}$
- ✓ Comb 2 =  $1.35G_z + 1.5S_z = 1.024 \text{ KN/ml}$
- ✓ Comb 3 =  $G_z + 1.5W = -4.090 \text{ KN/ml}$
- ✓ Comb 4 =  $G_z + 1.35W + S_z = -3.296 \text{ KN/ml}$

#### Suivant l'axe y-y :

- ✓ Comb 1 =  $1.35G_y + 1.5S_y = 0.106 \text{ KN/ml}$
- ✓ Comb 2 =  $1.35G_y + 1.5Q_y = 0.121 \text{ KN/ml}$
- ✓ Comb 3 =  $1.35G_y = 0.052 \text{ KN/ml}$

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

- ✓  $q_{uz} = G_z + 1.5W = -4.090 \text{ KN/ml}$
- ✓  $q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.121 \text{ KN/ml}$

❖ **ELS :**

Suivant l'axe z-z :

- ✓ Comb 1 =  $G_z + Q_z = 0.813 \text{ KN/ml}$
- ✓ Comb 2 =  $G_z + S_z = 0.720 \text{ KN/ml}$
- ✓ Comb 3 =  $G_z + W = -2.603 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe y-y:

- ✓ Comb 1 =  $G_y + Q_y = 0.085 \text{ KN/ml}$
- ✓ Comb 2 =  $G_y + S_y = 0.075 \text{ KN/ml}$
- ✓ Comb 3 =  $G_y + W = 0.039 \text{ KN/ml}$

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

- ✓  $q_{sz} = G_z + W = -2.603 \text{ KN/ml}$
- ✓  $q_{sy} = G_y + Q_y = 0.085 \text{ KN/ml}$

### **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) :

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

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot L^3 \cdot 200}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 2.603 \cdot 10^{-2} \cdot 600^3 \cdot 200}{384 \cdot 21000} = 697.23 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 697.23 \text{ cm}^4$  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 :**

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

$$G = (12.9 + 1.5) \times 1.94 + 15.8 = 43.73 \text{ Kg/ml}$$

**G=0.437 KN/ml**

- ✓  $G_Z = 0,437 \times \cos 6^\circ = 0,434 \text{ KN/ml}$
- ✓  $G_Y = 0,439 \times \sin 6^\circ = 0.046 \text{ KN/ml}$
- ✓  $G_Y = 0,439 \times \sin 6^\circ = 0.046 \text{ KN/ml}$

### **Les combinaisons les plus défavorables :**

#### ❖ **L'ELU:**

- ✓  $q_z = -4.090 \text{ KN/ml}$
- ✓  $q_y = 0.121 \text{ KN/ml}$

#### ❖ **L'ELS:**

- ✓  $q_z = -2.603 \text{ KN/ml}$
- ✓  $q_y = 0.085 \text{ KN/ml}$

### **3.3.5 Dimensionnement et vérification des pannes**

### **3.3.5.1 Vérification à l'Els (flèche)**

*Suivant l'axe Z-Z :*

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

$$f_z = \frac{5 \cdot 2.603 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 869.3} = 2.40 \text{ cm} \leq \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

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

**vérifiée**

*Suivant l'axe Y-Y :*

$$f_z = \frac{5 \cdot 0.085 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 68.31} = 0.99 \text{ cm} \leq \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 0.99 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 3 \text{ cm}$$

**vérifiée**

### **3.3.5.2 Condition de la résistance (Elu)**

#### **3.3.5.2.1 Vérification à la flexion déviée**

$$\left[ \frac{M_y, \text{sd}}{M_{pl, yrd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z, \text{sd}}{M_{pl, zrd}} \right]^\beta \leq 1$$

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

$$\beta = 1$$

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

*Axe Z-Z :*

$$M_{ysd} = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{4.090 \cdot 6^2}{8} = 18.40 \text{ KN.m}$$

*Axe Y-Y:*

$$M_{zsd} = \frac{Qy * l^2}{8} = \frac{0.085 * 3^2}{8} = 0.095 \text{ KN.m}$$

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

Pour le  $\gamma_{m0}$  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  $\gamma_{m0} = 1$

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

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

$$\left[ \frac{18.40}{29.12} \right]^2 + \left[ \frac{0.095}{6.133} \right]^1 = 0.414 \leq 1$$

**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 :

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

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

$$V_{zsd} = \frac{Q_z * l}{2} = \frac{4.09 * 6}{2} = 12.27 \text{ KN}$$

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

$$V_{ysd} = \frac{Q_y * l}{2} = 0.255 \text{ KN}$$

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

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

$$M_{sdy} = \frac{Q_z * l^2}{8} = \frac{4.09 * 6^2}{8} = 18.405 \text{ KN}$$

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

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

$$\varepsilon = \sqrt{E/f_y} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 1$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{I/I_z}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{I/I_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}} \quad [Annexe F EC03 partie 1-1]$$

**I** : longueur de maintien latéral

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.84}{\sqrt{1.132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{163.04}{21.62} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 109.44$$

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

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

**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

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

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

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

$$M_{sdy} = 18.405 \text{ KN.m} > M_{brd} = 10.19 \text{ KN.m}$$

**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.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{300/2.05}{\sqrt{1.132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{146.34}{22.5} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 103.53$$



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

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

**il y a risque de déversement**

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

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

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

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

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

$$M_{sdy} = 18.405 \text{ KN.m} < 23.35 \text{ KN.m}$$

**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.

#### **3.4.2 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 :

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

$$G = [(12.5 + 1.5) \times 1,88] + 18.8 = 45.12 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.451 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark G_z = 0.451 \cdot \cos 6^\circ = 0,44 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark G_y = 0.451 \cdot \sin 6^\circ = 0,047 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark q_{uy} = 1,35 \times 0,047 + 1,5 \times 0,036 = 0.117 \text{ KN/ml}$$

La réaction R au niveau du lierne :

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

$$q_{uy} = 0.117 \text{ KN/ml}$$

$$R = 0.177 \times 3 = 0.351 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = R/2 = 0.351/2 = 0.175 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 0.175 + 0.351 = 0.526 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 0.877 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L4 :

$$T_4 = T_3 + R = 1.228 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L5 :

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

$$T_5 = T_4 / 2 \sin 32.88 = 1.131 \text{ KN}$$

### **3.4.3 Dimensionnement des liernes**

Le tronçon le plus sollicité est T4

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

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

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

$$A \geq \frac{1 \cdot 1.228}{23.5} = 0.052 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \theta^2}{40} \geq 0.052$$

$$\text{Donc } \theta \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.052}{3.14}} \geq \mathbf{0.257 \text{ cm}}$$

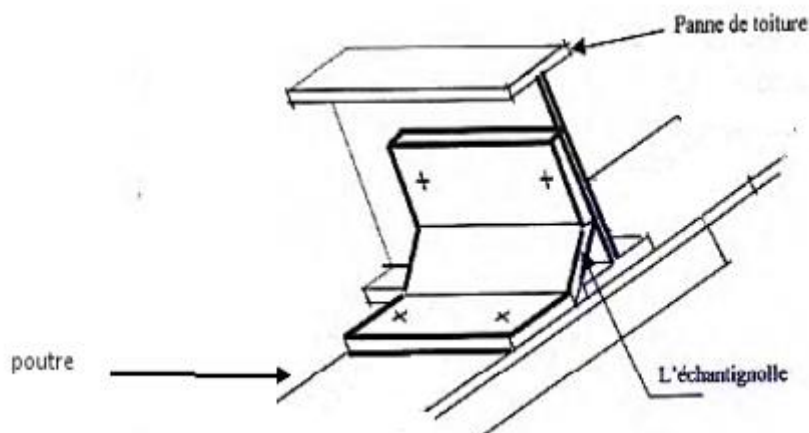
Pour des raisons pratique, on adopte pour une barre ronde de diamètre  $\varphi = 26 \text{ mm}$

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



**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 Mr :**

Sous la combinaison de charge :

- ✓  $Gz + 1.5W$  (c'est la plus défavorable)
- ✓  $G = 0.451 \text{ KN/ml}$
- ✓  $Gz = G \cdot \cos \sigma = 0.451 \cos 6 = 0.448 \text{ KN}$
- ✓  $Puz = -Gz + 1.5 Wz = 0.448 + 1.5 \cdot (-2.975) = -4.014 \text{ KN/m}^2$

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

$$quz = 1.25 \times (-4.014) = -5.017 \text{ KN/ml}$$

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)

$$R = quz \times L = 5.017 \times 6$$

$$R = 30.102 \text{ KN}$$

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

$$MR \leq M \text{ pliage}$$

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

Pour notre cas on a IPE 180.

$$MR = R \cdot t = 30.102 \times 0,1 = 3.01 \text{ KN.m}$$

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

$$w_{ely} \geq \frac{1 * 3.01 * 10^2}{23.5} = 11.54 \text{ cm}^2$$

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 » :**

$$w_{ely} = \frac{30 * e^2}{6} \text{ donc } e = \sqrt{\frac{11.54 * 6}{30}} = 1.51 \text{ cm}$$

Donc on adopte une échantignolle de **16 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 :  $W = -0.828 \text{ daN/m}$

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

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).....  $12.5 \text{ Kg /m}^2$
- ✓ Poids propre d'accessoires d'attaches.....  $1.5 \text{ Kg/m}^2$

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

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

$$G_p = [(12.5 + 1.5) \times 1.25]$$

$$\mathbf{G = 0.317 \text{ KN/ml}}$$

❖ **ELU :**

✓  $Q_{uy} = (1.35G) = 1.35 \times 0.317 = 0.428 \text{ KN/ml}$

✓  $Q_{uz} = (1.5W) = 1.55 \text{ KN/ml}$

❖ **ELS :**

✓  $Q_{sy} = G = 0.317 \text{ KN/ml}$

✓  $Q_{sz} = W = -1.035 \text{ KN/ml}$

### **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):

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 1.035 \times 10^{-2} \times (600)^2}{384 \times 21000 \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.035 \times 10^{-2} \times (600)^2}{384 \times 21000 \times 3}$$

$$I_y \geq 277.23 \text{ cm}^4$$

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 :**

$$G_p = [(12.5 + 1.5) \times 1.25] + 12.1 = 30.1 \text{ Kg /ml}$$

$$G_p = 0.301 \text{ KN /m}$$

❖ **ELU :**

$$\checkmark \quad q_{uy} = (1.35 G) = 1.35 \times 0.301 = 0.406 \text{ KN/m}$$

❖ **ELS :**

$$\checkmark \quad q_{sy} = G = 0.301 \text{ KN/m}$$

### **3.6.5 Dimensionnement et vérification des lisses**

#### **3.6.5.1 Vérification à l'ELS (flèche)**

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 1.035 \times 10^{-2} \times (600)^2}{384 \times 21000 \times 364} = 2.28 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Suivant l'axe Y-Y:

$$f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \times 0.301 \times 10^{-2} \times (600)^2}{384 \times 21000 \times 55.5} = 4.36 \text{ cm} \geq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{Non vérifiée}$$

**Donc on adopte des suspentes**

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f_y = \frac{2.05 \cdot q_y \cdot (l/2)^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{2.05 \times 0.301 \times 10^{-2} \times (300)^2}{384 \times 21000 \times 55.5} = 0.111 \text{ cm} \leq 1.5 \quad \text{vérifiée}$$

### **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

$$\checkmark \quad q_{uy} = (1.35 \text{ G}) = 0.406 \text{ KN/m}$$

$$\checkmark \quad q_{uz} = (1,5 \text{ W}) = 1.55 \text{ KN/m}$$

Axe Z-Z :

$$M_y = \frac{q_{uz} \cdot l^2}{8} = \frac{1.55 \cdot 6^2}{8} = 6.975 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y :

$$M_z = \frac{q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{0.406 \cdot 3^2}{8} = 1.827 \text{ KN.m}$$

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

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



$$\left[ \frac{6.975}{16.52} \right]^2 + \left[ \frac{1.827}{5.95} \right]^1 = 0.48 \leq 1$$

**Vérifiée**

Donc la résistance du moment est vérifiée

### **3.6.5.4 Vérification au cisaillement**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{z.sd} = \frac{qz * l}{2} = \frac{1.55 * 6}{2} = 4.65 \text{ KN}$$

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

$$V_{z.sd} = 4.65 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 97.42 \text{ KN}$$

**Vérifiée**

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

### **3.6.5.5 Vérification au déversement**

Calcul de l'élanement réduit :

$$\lambda_{LT} = \frac{l/I_z}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l/I_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}} \quad [Annexe F EC03 partie 1-1]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{55.5/1.9}{\sqrt{1.132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{29.21}{12/0.8} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 26.28$$

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

$$\lambda_1 = \pi * \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 93.3 \varepsilon$$

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

**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 suspenste**

$$q_{uy} = 1.25 * (1.35 * 0.301) = 0.508 \text{ KN}$$

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

$$R = 0.508 \times 3 = 1.523 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = R/2 = 0.762 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 2.285 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 3.807 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L4 :

$$T_4 = T_3 + R = 5.33 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L5:

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin(22.61^\circ)}$$

$$T_5 = 6.932 \text{ KN}$$

#### **3.7.3 Calcul de la section des suspentes**

Le tronçon le plus sollicité est T5

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

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

$$A \geq \frac{6.932 \cdot 1}{23.5} \rightarrow A \geq 0.294 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0.294$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.294}{3.14}}$$

$$\phi \geq 0.612 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 62 \text{ mm}$

### **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  $d = 3.90\text{m}$ .
- ✓ Les potelets sont en acier S235
- ✓ La surpression du vent  $W = 0.709 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Potelet le plus défavorable est le potelet intermédiaire :

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

- ✓  $q_{ws} = W \cdot e$

✓  $q_{ws} = 70.9 * 3.90 = 27.65 \text{ KN/m}$

✓  $q_{ws} = 27.65 \text{ KN/ml}$

$f_z \leq f_{adm}$

Avec :

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

$I_y \geq \frac{5 * 2.76 * 10^{-2} * 5.34^4}{384 * 21000 * 2.67} = 521.17 \text{ cm}^4$

Le profilé qui convient comme potelets est l’IPE 140

**3.8.3 Evaluation des charges**

Les charges variables (la charge de vent) :

$q_w = 27.65 \text{ KN/m}$

Les charges permanentes :

✓ Poids bardage .....  $G_1 = 12.5 \text{ Kg/m}^2$ .

✓ Poids des lisse de bardages .....  $G_2 = 12.1 * 4 = 49.6 \text{ Kg/m}$ .

✓ Poids propre de IPE 140.....  $G_3 = 12.9 \text{ kg /m}$ .

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

$G = [(12.5 * 3.90 * 5.34) + (49.6 * 3.92) + (12.9 * 5.34)] = 522.651 \text{ Kg/m}$

$G = 5.22 \text{ KN/ml}$

**3.8.4 Vérification de la flexion composée**

**1. Vérification de l’effort axial**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$N_{y.sd} = \gamma_G * G = 1.5 * 5.22 = 7.83 \text{ KN}$

$N_{y.sd} = 7.83 \text{ KN}$

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

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

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

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

$$N_{y.sd} = 7.83 \leq \min \{0.25 \cdot N_{pl.Rd} = 87.75 ; 0.5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 67.89\}$$

**vérifiée**

## 2. Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$V_{sd,max} = \frac{W \cdot L}{2} = \frac{2.765 \cdot 5.34}{2}$$

$$V_{sd,max} = 7.82$$

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

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

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

$$V_{sd,max} = 7.82 \leq 0.5 \cdot V_{pl.Rd} = 51.83 \text{ KN}$$

**vérifiée**

## 3. Vérification de la stabilité au flambement :

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

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{m1})} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot (f_y / \gamma_{m1})} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot (f_y / \gamma_{m1})} \leq 1$$

$$\text{Avec : } N_{y.sd} = 7.83 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \frac{q_w \cdot l^2}{8} = 1.5 \frac{2.765 \cdot 5.34^2}{8} = 14.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 0$$

✓ **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 :**

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

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

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

$$X_y = 0.6 < 1$$

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

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

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

$$X_z = 0.93 < 1$$

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

✓ **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

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

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

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

$$K_y = 1.04 < 1.5$$

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

$$M_{ysd} = 14.78 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{\min} * N_{ply}} + \frac{K_y * M_{ysd}}{M_{ply}} = 0.78 < 1$$

$$\frac{7.83}{\frac{0.6 \cdot 16.43 \cdot 23.5}{1.1}} + \frac{1.04 + 14.78 \cdot 10^2}{\frac{88.34 \cdot 23.5}{1.1}} = 0.82 < 1$$

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  $\lambda_{LT}$**

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

$X_{Lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{Lt}$

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

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

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

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3

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

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

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0,459$$

$K$  et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective

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

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

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

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$I_t = 2.45 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 1.98 \text{ cm}^6$$

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



$$G = 0.4 E$$

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

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

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

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

**il y a un risque de déversement**

Profilé laminé  $\alpha = 0.21$

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

$$XLT = \frac{1}{\varphi L t + [\varphi L T^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$XLT = \frac{1}{0.674 + [0.674^2 - 0.56^2]^{0.5}} = 0.953 \leq 1$$

$$\varphi L t = 0.5 [1 + \alpha L T (\bar{\lambda} L T - 0.4) + \bar{\lambda} L T^2] = 0.674$$

$$M_{brd} = 0.953 \cdot 1 \cdot 88.34 \cdot 23.5 / 1.1 = 17.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 14.78 \text{ KN.m}$$

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

**Vérfiée**

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

### **3.9 Conclusion**

Les dimensionnements que nous avons effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer des 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.

## CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE

### 4.1 Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois types d'analyse :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

### 4.2 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties

### 4.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul

Selon le RPA99 V2003, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

- ✓ **Coefficient d'accélération A**

Zone sismique : IIa

Classification des ouvrages : 1A     $\Rightarrow$   $A = 0.25$     Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003,

- ✓ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99V2003, (Annexe C) en fonction du système contreventé, dans notre Structure on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X  $\Rightarrow R = 4$ .

✓ **Le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$**

La valeur «  $\xi$  » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier dense  $\Rightarrow \xi = 4\%$  (voir tableau 4.3 du RPA 99 V2003,

✓ **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$**

La valeur de «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$$\eta = 1.08$$

✓ **Périodes T1, T2 du site**

Catégorie S2

*Voir tableau 4.7 du RPA 99 V2003*

$$T1 = 0.15 \text{ (s)}$$

$$T2 = 0.40 \text{ (s)}$$

✓ **Facteur de qualité Q**

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivant :

$$Q = 1 + \sum_1^6 pq$$

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q »

Les critères de qualité « q »

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité Pq :

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
Redondance en plan		0.05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10
		$\Sigma Pq = 0.25$

**Tableau 10:** Valeurs des pénalités Pq

Facteur de qualité Q=1.25

✓ **Spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{Sa}{g} = 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R} - 1\right) = -0.58$$

#### **4.4 Analyse dynamique de la structure**

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

#### **4.5 Modélisation de la structure**

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

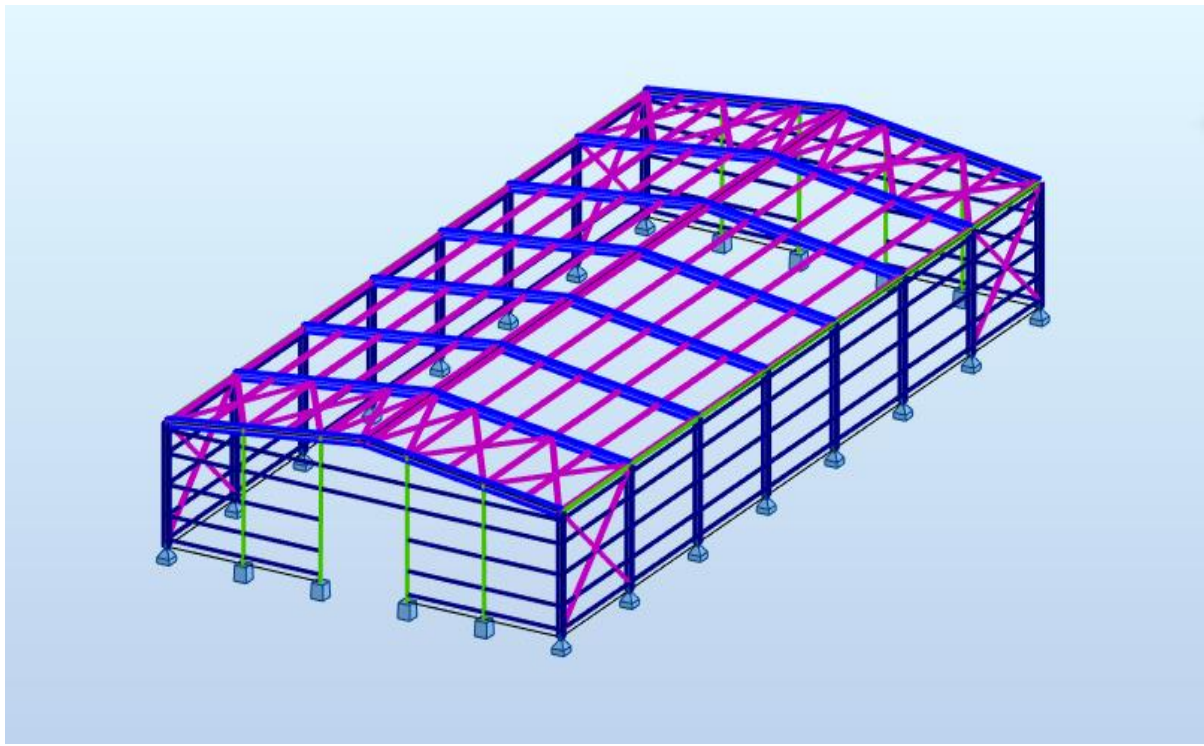
Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux

bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

**Etapas de la modélisation de la structure :**

- ✓ Opter pour un système d'unités (daN et m).
- ✓ Définition de la géométrie de base.
- ✓ Définition des matériaux.
- ✓ Définition des sections
- ✓ Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- ✓ Définition des charges à appliquer.
- ✓ Introduction du spectre de réponse.
- ✓ Définition des combinaisons de charges.
- ✓ Définition des conditions aux limites.
- ✓ Lancer l'analyse.

La structure a été modélisée par un modèle tridimensionnel comme montré sur la figure :



**Figure 6 :** Modèle de la structure en 3D

Les périodes propres de vibration des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant

Mode	Période (sec)
1	0.33
2	0.32
3	0.28

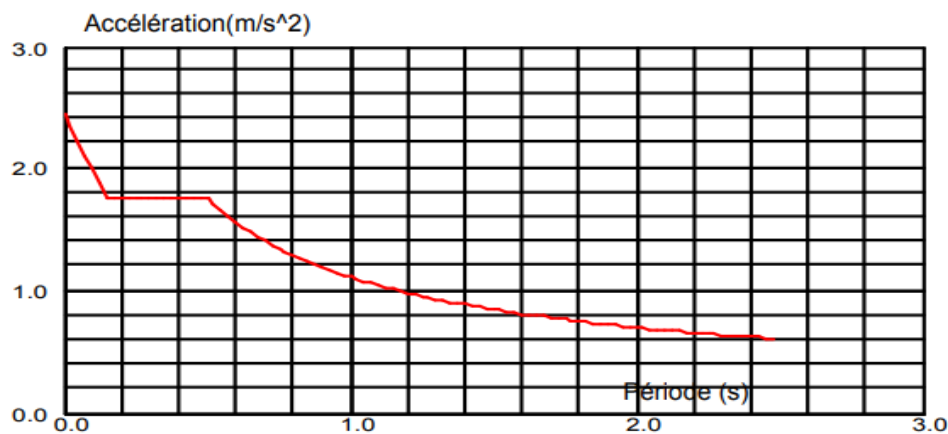
**Tableau 11** : Période propre de la structure

#### 4.6 Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation. Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- ✓ Zone IIa
- ✓ Groupe d'usage 1A
- ✓ Pourcentage d'amortissement ( $\xi = 4\%$ )
- ✓ Coefficient de comportement ( $R = 4$ )
- ✓ Facteur de qualité ( $Q = 1,25$ )
- ✓ Site ferme (S2)



**Figure 7** : Spectre de réponse.

## **4.7 VERIFICATION DE LA STRUCTURE**

### **7.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure**

La valeur de T, calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%. La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT :  $T = 0,33$  s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t * h_n^{3/4}$$

- ✓  $C_t$  : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés  $C_t = 0,085$ .
- ✓  $h_n$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_n = 5.947 \text{ m}$$

$$D'où : T = 0,085 \times 5.947^{3/4} = 0.323 \text{ s}$$

$$T + 30\%T = 0,41 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } 0,33 \text{ s} < T + 30\%T = 0,41 \text{ s}$$

**vérifiée**

### **7.4.2 Vérification de la force sismique à la base**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

$$\text{Effort sismique dans le sens (X) : } V_t = 7674.14 \text{ daN}$$

La force sismique totale  $V$  est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,25
- ✓ D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$0 \leq T=0,33 \text{ s} \leq T2 = 0.40 \text{ s}$$

$$D = 2,5 \times \eta = 2,5 \times 1.08$$

$$D = 2.7$$

- ✓ Q : Facteur de qualité Q = 1,25
- ✓ R : Coefficient de comportement global de la structure R = 4
- ✓ W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) **W = 40567.70 daN**

$$\text{Alors : } V = \frac{0.25 \times 2.7 \times 1.25 \times 40567.70}{4}$$

$$V = 8557.25 \text{ daN}$$

	Vt (daN)	V (daN)	0.8V (daN)	Vt > 0.8V
<b>Vx</b>	7674.14	8557.25	6845.8	Vérifiée

**Tableau 12** : Résultante des forces sismiques à la base

### 7.4.3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

- ✓ Avec : R: Coefficient de comportement.
- ✓  $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage

Etage	$\delta_{ekx}$	$\delta_{eky}$	$\Delta Kx$	$\Delta ky$	$\Delta$	observation
<b>Toiture</b>	1.2	4.8	1.2	4.8	5.947	<b>vérifiée</b>

**Tableau 13** : Déplacements relatifs dans le sens (x-x).



## CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### 5.1 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 préalablement 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 en 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)
- ✓ Charge sismique

Après avoir 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 la liste des profils on veut que le logiciel dimensionne notre élément. On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats adopté à notre cas.

## **5.2 JUSTIFICATION DES POTEAUX (HEA240)**

### **5.2.2 Efforts sollicitants**

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

- ✓  $M_{sdy} = 115.57 \text{ KN.m}$
- ✓  $M_{sdz} = 1.69 \text{ KN.m}$
- ✓  $N_{sd \text{ max}} = 64.14 \text{ KN}$
- ✓  $V_{sd \text{ max}} = 24.74 \text{ KN}$

### **5.2.3 Vérification :**

#### **5.2.3.1 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)

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

Âme de classe 1

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

#### **5.2.3.2 Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = 24.74 \text{ KN}$$

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

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

$$V_{sd} = 24.74 \text{ KN} < 0.5V_{plRd} = 155.285 \text{ KN}$$

**vérifiée**

#### **5.2.3.3 Vérification à l'effort normal**

Il faut vérifier que  $N_{sd} < N_{plRd}$

$$N_{sd} = 64.14 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{76.84 \cdot 23.5}{1.1} = 1641.58 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 64.14 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 1641.58 \text{ KN}$$

**vérifiée**

#### **5.2.3.4 Vérification au moment fléchissant**

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

$$M_{sdy} = 115.57 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{sdy} = 115.57 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 159.07 \text{ KN.m}$$

**vérifiée**

#### **5.2.4 Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

##### **5.2.4.1 Flexion composée avec risque de flambement :**

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

✓ **Calcul de  $\chi_{min}$  :**

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

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

Suivant l'axe y-y :

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{49.74}{93.9} \sqrt{1} = 0.35 > 0.2$$

**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

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

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

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

$$\varphi_y = 0.612$$

$$X_y = 0.892 < 1$$

Suivant l'axe faible z-z :

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{83.33}{93.9} \sqrt{1} = 0.62 > 0.2$$

**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  $\alpha_z = 0.49$

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

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

$$\varphi_z = 0.786$$

$$X_z = 0.713 < 1$$

Donc :  $X_{\min} = 0.713$

✓ **Calcul du moment critique :**

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

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

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

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) :*

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

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{X_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.625 \cdot 64.14}{0.892 \cdot 76.84 \cdot 23.5} = 1.02 < 1.5$$

**Vérifiée**

*Suivant l'axe (Z-Z) :*

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

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{X_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.70 \cdot 64.14}{0.713 \cdot 76.84 \cdot 23.5} = 1.03 < 1.5$$

**Vérifiée**

$$N_{sd} = 64.14 \text{ KN}$$

$$M_{y,Sd} = 115.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 1.69 \text{ KN.m}$$

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

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

#### **5.2.4.2 Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{64.14}{0.713 \cdot 1805.74} + \frac{1.02 \cdot 115.57}{174.98} + \frac{1.03 \cdot 1.69}{82.64} = 0.744 \leq 1$$

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

### **5.3 JUSTIFICATION DES TRAVERSES (HEA360)**

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

#### **5.3.2 Charges réparés sur la traverse**

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

#### **5.3.3 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)

- ✓  $M_{ysd,max} = 94.18 \text{ KN.m}$
- ✓  $N_{sd,max} = 65.20 \text{ KN}$
- ✓  $V_{zs,dmax} = 44.53 \text{ KN}$
- ✓ **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)

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

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

$$\alpha = \frac{1}{24.3} \left( \frac{24.3 + 2.92}{2} \right) = 0.56 \leq 1$$

$$0.56 > 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

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

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

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

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

La section de HEA340 est de classe 01

### **5.3.4 Vérification de la résistance à la flexion composée :**

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

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

$$n = \frac{Nsd}{N_{pl,Rd}} = \frac{65.20}{2852.04} = 0.02$$

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

$$a = 0.25 < 0.5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{1.1} = \frac{133.5 * 23.5}{1.1} = 2852.04 \text{ KN}$$

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

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

$$M_{sdy} = 94.18 \text{ KN.m} \leq M_{ply,Rd} = 442.64 \text{ KN.m}$$

**vérifiée**

La condition de résistance est vérifiée

### 5.3.5 Vérification de flambement :

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

On a  $M_{zsd} = 0$

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

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

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

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{69.06}{93.9} \sqrt{1} = 0.73 > 0.2$$

**il y a un risque de flambement**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{133.31}{93.9} \sqrt{1} = 1.41 > 0.2$$

**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  $\alpha_z = 0.49$

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

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

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

$$X_y = 0.88 < 1$$

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

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

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

$$X_z = 0.51 < 1$$



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

Facteur d'amplification :

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

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

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

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

$$K_y = 1 - \frac{-0.91 * 65.20 * 10^3}{0.83 * 133.5 * 100 * 235}$$

$$K_y = 1.02 < 1.5$$

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

$$\frac{65.20 * 10^3}{0.51 * 133.5 * 10^2 * 235} + \frac{1.02 * 94.18 * 10^6}{1850 * 10^3 * 235} = 0.26 < 1$$

**Vérifiée**

La condition de flambement est vérifiée

### **5.3.6 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 ( $M_{zsd} = 0$ )

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/I_z}{\sqrt{C_1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/I_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{994.5/7.46}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{994.5/7.46}{33/1.65} \right)^2 \right]^{0.25}} = 116.60$$

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

**il y a risque de déversement**

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

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

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

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

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

$$Xz = 0.462$$

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

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

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

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

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

$$\frac{65.20 * 10^3}{0.462 * 133.5 * 10^2 * 235} + \frac{0.99 * 94.18 * 10^6}{0.51 * 1850 * 10^3 * 235} = 0.46 < 1$$

**Vérifiée**

La condition de déversement est vérifiée

### **5.3.7 Vérification de la flèche :**

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

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

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

**Vérifiée**

La condition de la flèche est vérifiée

## **5.3 JUSTIFICATION DES POUTRES SABLIERES (IPE140)**

### **5.4.2 Efforts sollicitants**

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

✓  $Nsd = 10.81 \text{ KN}$

✓  $Msd_y = 0.97 \text{ KN.m}$

✓  $Msd_z = 0.09 \text{ KN.m}$

### **5.4.3 Vérification de la résistance à la flexion composée :**

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

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{10.81}{351} = 0.03$$

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

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

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

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

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

$$M_{sd} = 0.09 \text{ KN.m} \leq M_{ply,Rd} = 4.92 \text{ KN.m}$$

**vérifiée**

La condition de résistance est vérifiée

#### **5.4.4 Vérification de flambement :**

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

On a  $M_{zsd} = 0$

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

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

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{104.53}{93.9} \sqrt{1} = 1.11 > 0.2$$

**il y a un risque de flambement**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{363.63}{93.9} \sqrt{1} = 3.87 > 0.2$$

**il y a un risque de flambement**

Pour un IPE140 :

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

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

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)

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

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

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

$$K_y = 1.03 < 1.5$$

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

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

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

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

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

$$\frac{10.81 * 10^3}{0.530 * 16.43 * 10^2 * 235} + \frac{1.03 * 0.97 * 10^6}{88.34 * 10^3 * 235} + \frac{1.11 * 0.09 * 10^6}{19.25 * 10^3 * 235} = 0.123 < 1$$

Vérifiée

La condition de flambement est vérifiée

#### 5.4.5 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 ( $M_{z, sd} = 0$ )

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/I_z}{\sqrt{C1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/I_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

[Annexe F EC03 partie 1-1]

$$\lambda_{LT} = \frac{600/1.65}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600/1.65}{14/7.3} \right)^2 \right]^{0.25}} = 52.48$$

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

**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

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

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

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

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_y \cdot \beta_{M,lt} - 0.15$$

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

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

$$\frac{10.81 * 10^3}{0.530 * 16.43 * 10^2 * 235} + \frac{0.99 * 0.97 * 10^6}{0.90 * 88.34 * 10^3 * 235} + \frac{1.11 * 0.09 * 10^6}{19.31 * 10^3 * 235} = 0.126 < 1$$

**Vérifiée**

La condition de déversement est vérifiée

#### **5.4.6 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

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

**Vérifiée**

La condition de la flèche est vérifiée

## **5.4 JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS:**

### **5.5.1 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).

### **5.5.2 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.

### **5.5.3 Vérification des contreventements:**

✓  $N_{sd} = 36.30 \text{ KN}$

On choisit double cornière en CAE 70×7

#### **5.5.3.1 Vérification de la résistance à la traction :**

✓ **Vérification de la section brute**

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.40 \cdot 23.5}{1.1} = 200.81 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{pl.Rd}$$

**vérifiée**

✓ **Vérification de la section nette**

$$A_{nette} = A_{brute} - 2(d \text{ trou} \cdot t_w)$$

$$A_{nette} = 9.40 - 2(2.5 \cdot 0.7) = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{nette} = 11.8 \text{ double cm}^2$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A_{nette} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{11.8 \cdot 23.5}{1.1} = 252.09 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{pl.Rd}$$

**vérifiée**

**5.5.3.2 Vérification de la résistance à la compression :**

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd}$$

$$N_{c.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.40 \cdot 2 \cdot 23.5}{1.1} = 441.8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{pl.Rd}$$

**vérifiée**

**5.5.3.3 Vérification au flambement**

$$N_{sd} \leq N_{b.Rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$N_{c.Rd}$  : Résistance au flambement

$\beta_A$  = classe 1.2 ou 3

✓ **Calcul des élancements :**

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_f}{i_y} = \frac{762}{2.12} = 359.43$$

✓ **Calcul les élancements critique :**

On a l'acier utilise est de S235.

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

$$\text{Donc } \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \cdot 1 = 93.9$$

✓ **Calcul des élancements réduits :**

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{359.43}{93.9} \sqrt{1} = 3.82 > 0.2$$

**il y a un risque de flambement**

✓ **Calcul de coefficient de réduction :**

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

$$h = 70 \text{ mm} ; b = 70 \text{ mm} ; t_f = 7 \text{ mm}$$

$$h/b = 1.0 < 1.2 \text{ et } t_f = 7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

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

$$\text{Axe Z-Z : courbe c} \quad \alpha_z = 0.49$$

✓ **Calcul de Xmin :**

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

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

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.34(3.80 - 0.2) + 3.82^2] = 8.41$$

$$X_y = 0.06 < 1$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(3.80 - 0.2) + 3.82^2] = 8.67$$

$$X_z = 0.01 \leq 1$$

$$X_{min} = 0.01$$

$$N_{b,Rd} = \frac{x * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.01 * 1 * 23.5 * 9.40 * 2}{1.1} = 48.19 \text{ KN}$$

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

**vérifiée**

## **5.6 JUSTIFICATION DES PANNES:**

Nous avons introduire le profile IPE 180 calculé manuellement dans le chapitre III, et le logiciel ROBOT il vérifie, donc on a choisi le profile **IPE 180**



## **5.7 Conclusion**

L'étude que nous avons faite nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissant sur notre structure, dont on a utilisé dans le calcul des éléments porteurs, et des assemblages.

Après le calcul avec robot on a trouvé que :

- ✓ Pour les poteaux HEA240
- ✓ Pour les traverses HEA360
- ✓ Pour les poutres sablières IPE140
- ✓ Pour les contreventements 2CAE 70\*70\*7
- ✓ Pour les pannes IPE180

## CHAPITRE 6 : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### 6.1 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.

### 6.2 Calcul d'assemblages :

#### 6.2.1 Assemblage traverse – traverse :

##### TRAVERSE – TRAVERSE : HEA360

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.

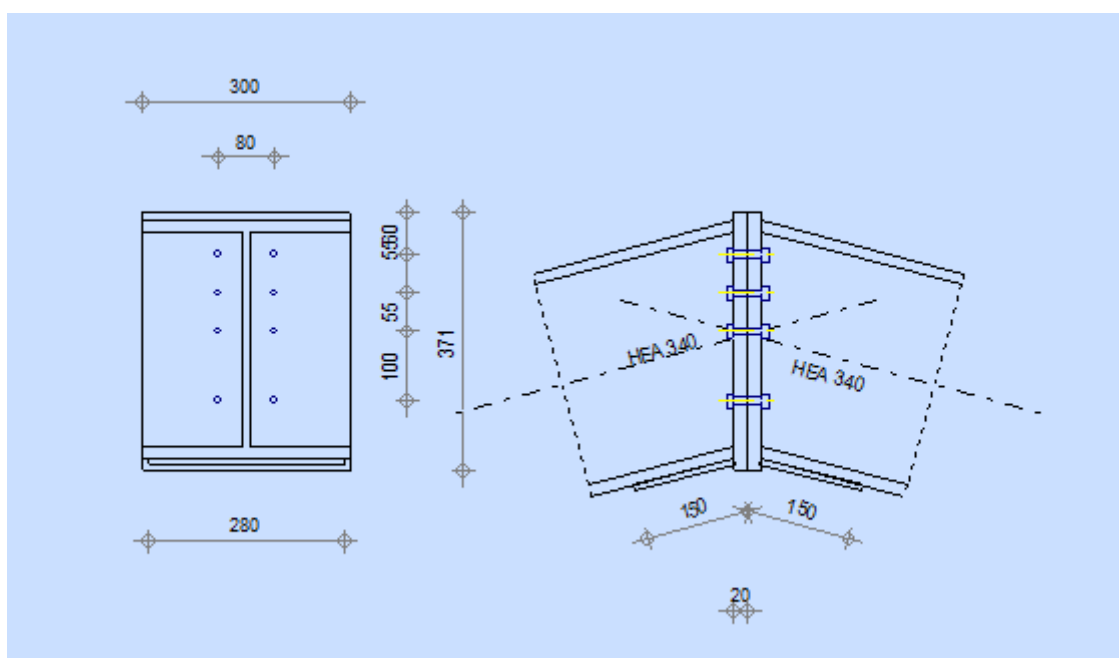


Figure 8 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

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

### **6.2.1.1 Efforts de calcul :**

- ✓  $M_{Max} = 27.74 \text{ KN.m}$
- ✓  $N_{Max} = 69.43 \text{ KN}$
- ✓  $V_{Max} = 7.5 \text{ KN}$

### **6.2.1.2 Détermination des efforts dans les boulons**

Nous considérons uniquement les boulons tendus

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

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

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

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

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

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

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

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

### **6.2.1.3 Dimensionnement des boulons**

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

avec :  $FP = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N1}{0.7 \cdot f_{ub} \cdot n} = \frac{160.15 \cdot 10^3}{0.7 \cdot 800 \cdot 2} = 142.99 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M16

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

### 6.2.1.4 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)

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

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

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

$$Msd = 27.74 \text{ KN} < MR = 106.84 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

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

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

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

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

$$F_{t.sd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{69.43}{2} = 34.71 \text{ KN}$$

#### **D. Effort de cisaillement sollicitant par boulon :**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{7.5}{8} = 0.93 \text{ KN}$$

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

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

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

$$F_{vsd} = 0.93 \text{ KN} < F_{VR} = 14.43 \text{ KN}$$

**vérifiée**

#### **6.2.1.5 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**

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

##### ✓ **Gorge reliant la semelle**

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

#### **A. Distribution des efforts sur les différents cordons :**

##### ✓ **Cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend :  $V/2 = 7.5/2 = 3.75 \text{ KN}$

##### ✓ **Cordon semelle :**

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

$$N = M / L = 27.74 / 0.590 = 47.01 \text{ KN}$$

✓ **Cordon semelle platine :**

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

$\beta_w$ : Coefficient de corrélation = 0.8

$\gamma_{mw}$  : Coefficient de sécurité = 1.25

$f_u$  : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

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

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

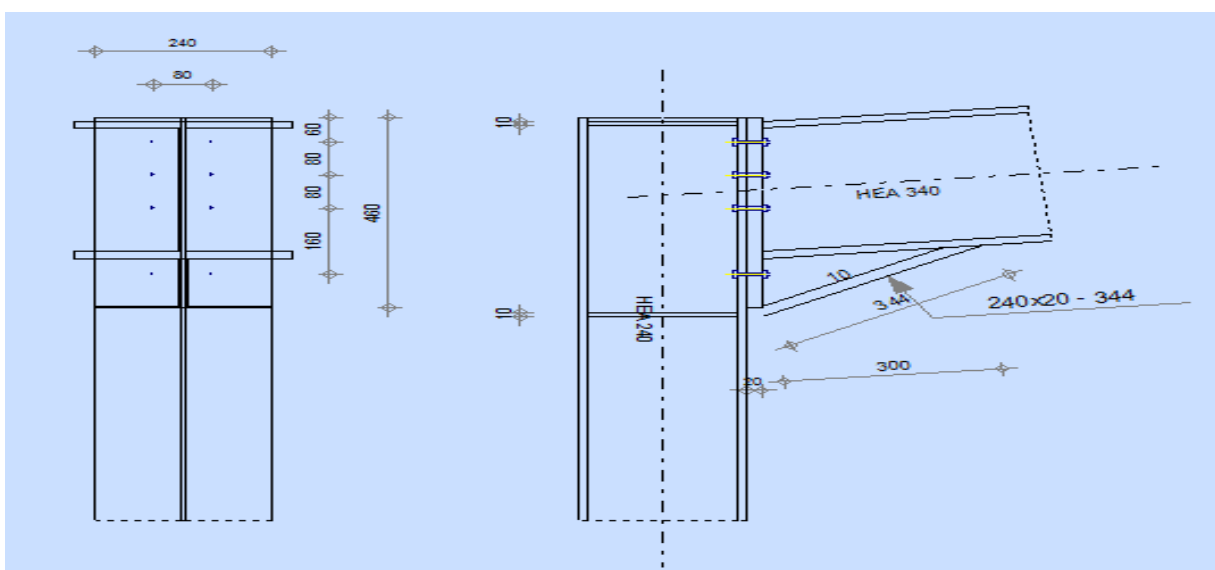
**vérifiée**

## 6.2.2 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.

### **6.2.2.1 Efforts de calcul :**

- ✓  $M_{max} = 13.48 \text{ KN.m}$
- ✓  $N_{max} = 23.41 \text{ KN}$
- ✓  $V_{sdmax} = 10 \text{ KN}$

### **6.2.2.2 Détermination des efforts dans les boulons :**

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

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

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

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

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

$di$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$N1 = \frac{13.48 \cdot 0.41}{0.347} = 15.92 \text{ KN}$$

$$N2 = \frac{13.48 \cdot 0.33}{0.347} = 12.81 \text{ KN}$$

$$N3 = \frac{13.48 \cdot 0.25}{0.347} = 9.71 \text{ KN}$$

$$N4 = \frac{13.48 \cdot 0.09}{0.347} = 3.49 \text{ KN}$$

### **6.2.2.3 Dimensionnement des boulons :**

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

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

$$A_s \geq \frac{N1}{0.7 \cdot f_{ub} \cdot n} = \frac{15.92 \cdot 10^3}{0.7 \cdot 800 \cdot 2} = 14.21 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M8

Soit des boulons de diamètre  $d_0 = 9 \text{ mm}$  ; de classe 8.8 ;  $A_s = 36.6 \text{ mm}^2$  ;  $A = 50.3 \text{ mm}^2$

### **6.2.2.4 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 :

$$e2 \geq 1.5d0 \quad e2 \geq 1.5 \times 9 = 13.5 \text{ mm} \quad \text{On prend : } \mathbf{e2 = 80 \text{ mm}}$$

### **6.2.2.5 Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$Msd \leq MRd = \frac{Fp * \sum di^2}{di}$$

$$FP = 0.7 \times fub \times AS$$

$$FP = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 36.6 = 20.49 \text{ KN} \quad (\text{par boulon})$$

Et  $20.49 \times 2 = 41 \text{ KN}$  (pour les autres rangers a deux boulons)

$$MRd = \frac{41 * 0.347}{0.41} = 34.70 \text{ KN.m}$$

$$MRd < Msd$$

**vérifiée**

### **6.2.2.6 Vérification :**

#### **a. Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :**

$$\text{Il faut vérifier que : } Vsd \leq VR = \frac{Ks * \mu * n * (Fp - 0.8Ftsd)}{\gamma ms}$$

Avec :

$\mu$  = 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.

$$Ms \gamma = 1,25$$

$n$  = nombre d'interfaces de frottement = 1



$$FP = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 36.6 = 20.49 \text{ KN} \quad (\text{par boulon})$$

$$Ft.sd = \frac{Nsd}{2} = 11.70 \text{ KN}$$

**b. Effort de cisaillement sollicitant par boulon**

$$Fvsd = \frac{Vsd}{n} = \frac{10}{8} = 1.25 \text{ KN}$$

**c. Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction**

$$Vsd \leq VR = \frac{Ks * \mu * n * (Fp - 0.8Ftsd)}{\gamma ms}$$

$$FVR = \frac{1 * 0.3 * 1 * (20.49 - 0.8 * 11.70)}{1.25} = 2.67 \text{ KN}$$

$$Fvsd = 1.25 \text{ KN} < FVR = 2.67 \text{ KN}$$

**vérifiée**

**d. Vérification a la pression diamétrale**

Il faut vérifier que :  $Fvsd \leq Fbrd = 2.5 * \alpha * d * tp * \frac{fu}{\gamma m0}$

$$\alpha = \min \left( \frac{e1}{3d0}, \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}, \frac{fub}{fu}, 1 \right) = \min \left( \frac{60}{27}, \frac{80}{27} - \frac{1}{4}, \frac{800}{360}, 1 \right) = 1$$

$$Fbrd = 2.5 * 1 * 0.8 * 2 * \frac{36}{1.25} = 115.2 \text{ KN}$$

$$Fvsd = 1.25 \text{ KN} < Fbrd = 115.2 \text{ KN}$$

**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 :  $Fv \leq Ft.Rd$

Avec :

$$Ft.Rd = tw.beff * \frac{fy}{\gamma m0}$$

Ft.Rd: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

twc : Epaisseur de l'âme du poteau.

beff = P : entraxe des rangées de boulons. (P=80cm)

$$\text{donc : } Ft.Rd = 8 * 0.8 * 23.5 / 1 = 150.4 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} \quad EC03-1-8 \text{ art } 6.2.6.7$$

$$F_v = \frac{13.48}{0.23-0.012} = 61.83 \text{ KN}$$

$$F_v = 61.83 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 150.4 \text{ KN}$$

**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

$$r = 21$$

$$b_{eff} = 222 \text{ mm}$$

$$F_{crd} = \frac{23.5 * 0.8 * 22.2}{1} = 417.36 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 61.83 \text{ KN} \leq F_{crd} = 417.36 \text{ KN}$$

**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 :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{13.48}{0.23-0.012} = 61.83 \text{ KN}$$

$$F_v = 61.83 \text{ KN} < F_{VRd} = 250.79 \text{ KN}$$

**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**

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

✓ **Gorge reliant la semelle**

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

**A. Distribution des efforts sur les différents cordons :**

✓ **Cordon âme platine :**

Chaque cordon repend :  $V/2 = 10/2 = 5$  KN

✓ **Cordon semelle :**

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

$$N = M / L = 13.48 / 0.590 = 22.84 \text{ KN}$$

**B. Vérification :**

✓ **Cordon semelle platine :**

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

$\beta_w$ : Coefficient de corrélation = 0.8

$\gamma_{mw}$  : Coefficient de sécurité = 1.25

$f_u$  : Valeur normal de la résistance = 360Mpa

$$L = \frac{22.84 \cdot \sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25}{8 \cdot 36} = 0.137 \text{ cm}$$

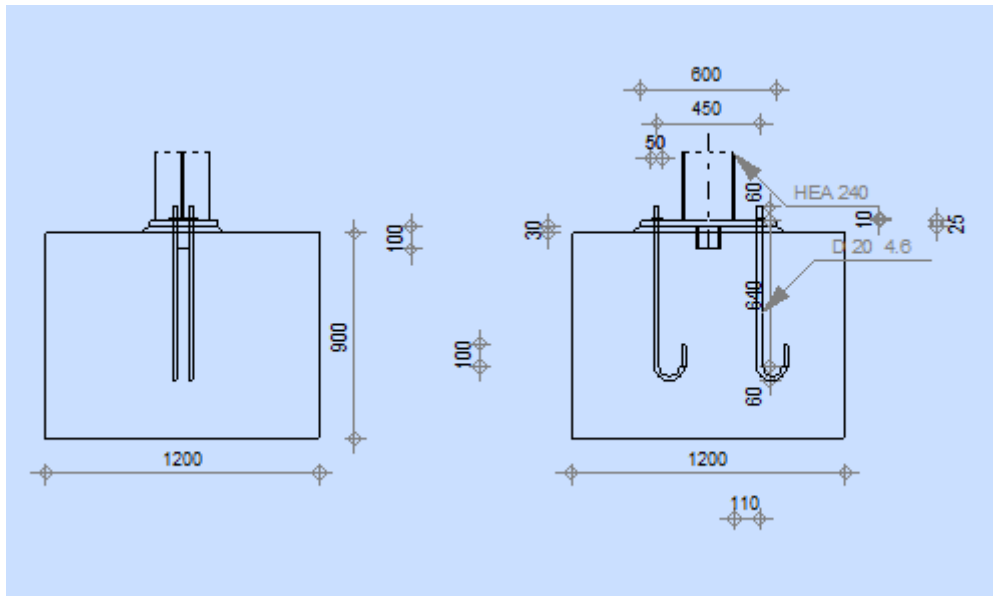
$$L = 59 \text{ cm} > 0.137 \text{ cm}$$

**vérifiée**

### 6.2.3 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.

#### 6.2.3.1 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 :

$$t \geq U\sqrt{3\sigma/\sigma_e}$$

$$u = 70$$

$$\sigma = \frac{N}{a.b} = \frac{7943}{600 \times 300} = 0,044 \text{ daN/mm}^2$$

$$t \geq 70\sqrt{3 \times 0,044/24} \quad t \geq 5,19 \text{ mm} \quad \text{On prend} \quad t = 25 \text{ mm}$$

### **6.2.3.2 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<sub>st</sub> )

$$F = \frac{N_t}{N} + \frac{M_y}{3P_1}$$

$$\frac{79.43}{4} + \frac{4.94}{3 \times 0.45} = 23.51 \text{ KN}$$

✓ N : l'encrage est réalisé par 4 tiges

✓ N<sub>t</sub>: 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 :  $\phi = 20 \text{ mm}$

### **6.2.3.3 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/m<sup>3</sup>

$$Na = 101.96 \text{ KN}$$

$$Na = 9.29 \text{ KN} > F = 23.51 \text{ KN}$$

**vérifiée**

#### **6.2.3.4 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**

## CHAPITRE 7 : FONDATION

### 7.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

### 7.2 Caractéristique des matériaux

#### 7.2.1 Béton

Résistance caractéristique de calcul  $F_{c28} = 25$  MPA

✓ **Sous action normales**

$$\delta_b = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.16 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

✓ **État limite de service**

$$\delta_b = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA}$$

✓ **Sollicitations sous actions accidentelles**

$$\delta_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 * \frac{25}{1.15} = 18.47 \text{ MPA}$$

#### 7.2.2 Acier

✓ **Sollicitation sous actions normales**

$$\delta_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{360}{1.15} = 313.04 \text{ MPA}$$

✓ **Etat limite de service**

$$\delta_s = \frac{2}{3 F_e} = \frac{2}{3} 360 = 240 \text{ MPA}$$

✓ **Sollicitation sous actions accidentelles**

$$\delta_s = 360 \text{ mpa}$$

### 7.3 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

La résistance du sol

Le type de la structure

Le mode constructif de la structure

#### **7.4 Dimensionnement des fondations**

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau

Les autres poteaux doivent être calculés de la même manière

✓ **Sollicitation maximales :**

$$N_{sd} = 15.20 \text{ kn}$$

$$M_{sd} = 0.83 \text{ KN}$$

$$\delta_s = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPA}$$

$$A/B = a/b$$

$$\delta_{sol} = \frac{N_{sd}}{A * B} \quad A * b \geq \frac{1520}{2000} = 0.76$$

$$A * B \geq 0.7$$

$$A + B = 0.8 \text{ m}$$

On prend semelle carrée  $A = B = 1.5 \text{ m}$

##### **7.4.1 Calcul de la hauteur de la semelle**

La hauteur de la semelle est :  $ht = d + 5$

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

$$b = 24 \text{ cm} = 0.24 \text{ m} \quad (\text{poteaux HEA 240})$$

$$d \geq \frac{1.5 - 0.24}{4}$$

$$d = 0.3 \text{ m}$$

$$ht = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$



### **7.5 Vérification de la stabilité**

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement stabilité

$A \geq 6 e_1$  tel que

$e_1$  : excentricité

$$e = M_{sd}/N_{sd} = 0.83/15.20 = 0.054$$

$$6e = 6 \cdot 0.054 = 0.324 \text{ m}$$

$$A > 6e$$

**vérifiée**

### **7.6 Ferrailage de la semelle isolée**

$$e = 0.324 \text{ m} < B/6 = 0.25$$

$$\delta_{sol} = \min\left(\frac{2}{3} Fe, 110\sqrt{n * Fc28}\right)$$

$$A_a = N_{sd} \cdot (A - a) / 8 \cdot d * \sigma_{St} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$B_b = N_{sd} \cdot (B - b) / 8 \cdot d * \sigma_{St} = 0.7 \text{ cm}^2$$

On prend un ferrailage de 8T12 = 9.05 cm<sup>2</sup>

### **7.7 Calcule l'espacement des cadres**

$$S \leq (20 \text{ cm}, 15\emptyset)$$

$$S \leq (20 \text{ cm}, 15 \cdot 1.2) = 18 \text{ cm}$$

## 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 afin d'élaborer le calcul sismique ; Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement.

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 DE L'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] Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

[5] cours charpente métallique, (Master 1) **Mr. FELLAH**

[6] Étude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage. **Melle. DEROUCHE Lydia Mr OUZAICH Moumen**

TABLEAUX DES PROFILETS

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	∅ mm	e <sub>ver</sub> mm	e <sub>hor</sub> mm	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /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	25,24
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

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004 EN 10025-4: 2004	
	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 <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,m</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10	A <sub>c</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,r</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10	s <sub>x</sub> mm	I <sub>t</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>w</sub> mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>	y <sub>x</sub> mm	y <sub>z</sub> mm	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						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>3</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	Ø mm	β <sub>we</sub> mm	β <sub>we</sub> mm	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>1</sub> m <sup>2</sup> /t
HE 220AA'	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240AA'	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260AA'	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260C*	122	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280AA'	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300AA'	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300M	238	340	310	21	39	27	302,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320AA'	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,516



Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kernwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005								
	axe forte y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure tension y			Pure compression			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225: 2001	
	G	I <sub>y</sub>	W <sub>ey</sub>	W <sub>ey</sub> •	I <sub>z</sub>	A <sub>c</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>ez</sub>	W <sub>ez</sub> •	I <sub>y</sub>	S <sub>x</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>z</sub>	5.235	5.355	5.460	5.235	5.355				5.460
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>2</sup>	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>2</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>2</sup>										
HE 220AA	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 220A	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 220B	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 220C	94,1	11380	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 220M	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 240AA	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 240A	60,3	7762	675,1	744,6	10,05	25,16	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240B	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 240C	119	17230	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260AA	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 260A	68,2	10450	826,4	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 260B	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 260C	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 260M	172	31210	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 280AA	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 280A	76,4	13670	1012	1112	11,86	31,74	4762	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280B	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 280C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280M	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
HE 300AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,25	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300C	177	40950	2519	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2803	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,62	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320A	97,6	22920	1479	1628	13,58	41,13	6885	465,7	709,7	7,49	71,62	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320C	186	48710	2665	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm <sup>2</sup> x10 <sup>3</sup>	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm		h mm	d mm	Ø mm	p <sub>we</sub> mm	p <sub>we</sub> mm	A <sub>f</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /t
HE 340AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340A	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 360AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360A	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 400AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400A	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
HE 450AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,29
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HE 500AA*	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	120	198	2,077	19,23
HE 500A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500 M	270	534	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HE 550AA*	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	122	198	2,175	18,13
HE 550A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	279	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HE 600AA*	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	122	198	2,272	17,64
HE 600A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	362,7	540	486	M 27	132	200	2,272	8,308
HE 600 x 337*	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399*	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	142	208	2,450	6,137

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	L mm	t <sub>1</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	Ø	p <sub>1</sub> mm	p <sub>2</sub> mm	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /t
IPEAA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,922	27,17
IPE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300-	30,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	96,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4



Designation 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 forte 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			Pure compression						
	G	I <sub>y</sub>	W <sub>ey</sub>	W <sub>pl,y</sub> *	I <sub>y</sub>	A <sub>v</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>ez</sub>	W <sub>pl,z</sub> *	I <sub>z</sub>	s <sub>x</sub>	i <sub>z</sub>	I <sub>z</sub>	S235	S355	S460	S235	S355				S460
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup> x10	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup> x10	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>										
PEAA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓	✓
PEA 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
PE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
PE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
PEA 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
PE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
PE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
PEA 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
PE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
PE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
PEA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
PE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
PE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
PEA 360	50,2	14520	813	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
PE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
PE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
PEA 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
PE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
PE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
PEA 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
PE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
PE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
PEA 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
PE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	326	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
PE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

	$\delta$ µm	$\delta_{40}$ mm	$\gamma$ mm	$\nu_1$ mm	$\nu_2$ mm	$\delta$ mm	$\delta_{40}$ mm	$\nu$ mm	$\nu_1$ mm	$\nu_2$ mm	$\delta$ mm	$\delta_{40}$ mm	$\nu$ mm	$\nu_1$ mm	$\nu_2$ mm
$1.20 \times 10^4$	0.879	36	3	13	20	1.14	0.298	1.41	0.843	3.790	0.279	81.40			
$1.25 \times 10^4$	1.171	39	3	13	20	1.33	0.327	1.77	1.03	3.873	0.287	86.24			
$1.30 \times 10^4$	1.481	43	4	13	20	1.65	0.360	1.77	1.24	3.956	0.295	90.97			
$1.35 \times 10^4$	1.788	46	4	9	24	1.74	0.393	2.12	1.34	4.039	0.314	94.87			
$1.40 \times 10^4$	1.759	50	4	9	24	2.27	0.379	2.12	1.24	4.122	0.313	97.22			
$1.45 \times 10^4$	2.091	55	4	9	24	2.67	1.40	2.27	1.41	4.205	0.314	99.49			
$1.50 \times 10^4$	2.342	60	4	9	30	3.08	1.12	2.60	1.39	4.287	0.323	99.97			
$1.40 \times 10^5$	2.81	60	5	9	30	3.79	1.30	2.63	1.64	4.37	0.323	50.07			
$1.45 \times 10^5$	2.74	69	4	9	30	4.48	1.23	3.76	1.71	4.37	0.324	64.38			
$1.50 \times 10^5$	2.68	69	5.5	9	30	5.08	1.28	4.10	1.76	4.38	0.324	58.23			
$1.60 \times 10^5$	3.36	49	9	9	30	4.30	1.24	3.76	1.81	4.38	0.324	51.91			
$1.50 \times 10^6$	3.36	50	4	9	30	4.89	1.30	3.74	1.82	4.37	0.324	61.45			
$1.55 \times 10^6$	3.73	61	9	9	30	5.49	1.40	3.64	1.89	4.38	0.324	51.49			
$1.60 \times 10^6$	4.41	50	8	9	30	5.89	1.45	3.54	1.94	4.37	0.324	41.41			
$1.65 \times 10^6$	5.19	60	9	9	30	6.36	1.49	3.54	2.00	4.38	0.324	47.98			
$1.70 \times 10^6$	4.74	71	9	9	40	5.97	1.51	3.67	2.04	4.39	0.323	51.97			
$1.75 \times 10^6$	4.99	59	8	9	40	6.31	1.56	3.49	2.21	4.34	0.323	49.94			
$1.80 \times 10^6$	3.70	60	4	9	40	6.71	1.60	4.24	2.26	4.35	0.323	61.97			
$1.85 \times 10^6$	4.87	60	9	9	40	6.80	1.64	4.22	2.31	4.35	0.323	61.98			
$1.90 \times 10^6$	5.62	60	9	9	40	6.91	1.69	4.24	2.35	4.35	0.323	61.99			
$1.95 \times 10^6$	7.09	60	4	9	40	6.93	1.71	4.44	2.40	4.34	0.323	61.99			
$1.99 \times 10^6$	5.97	61	9	9	40	7.10	1.66	4.60	2.37	4.36	0.323	61.70			
$1.99 \times 10^7$	6.84	61	9	9	40	6.70	1.62	4.60	2.61	4.28	0.323	60.99			
$1.99 \times 10^8$	5.79	61	9	9	40	6.89	1.69	4.60	2.67	4.31	0.323	61.94			
$1.70 \times 10^9$	6.38	70	8	9	40	6.93	1.69	4.65	2.71	4.44	0.323	41.94			
$1.70 \times 10^{10}$	7.08	70	9	9	40	6.46	2.07	4.67	2.75	4.47	0.323	49.91			
$1.70 \times 10^{11}$	8.21	70	8	10	50	16.7	2.07	4.65	2.64	4.47	0.323	41.41			
$1.70 \times 10^{12}$	9.31	70	9	9	40	11.9	2.09	4.55	2.60	4.39	0.323	39.52			
$1.75 \times 10^{14}$	4.69	70	9	9	40	6.93	1.69	4.69	2.75	4.50	0.323	41.91			
$1.75 \times 10^{15}$	5.76	70	9	9	40	7.34	2.01	4.60	2.64	4.44	0.323	39.71			
$1.75 \times 10^{16}$	6.92	70	9	9	40	6.71	2.07	4.69	2.69	4.50	0.323	41.99			
$1.75 \times 10^{17}$	7.94	70	9	9	40	16.1	2.10	4.50	2.64	4.44	0.323	39.98			
$1.75 \times 10^{18}$	8.95	70	9	9	40	11.4	2.14	4.40	2.62	4.44	0.323	41.93			
$1.75 \times 10^{19}$	11.1	70	10	9	40	14.1	2.11	4.60	2.71	4.44	0.323	39.91			
$1.80 \times 10^{20}$	6.17	80	9	10	50	7.96	2.11	4.66	2.60	4.40	0.323	39.91			
$1.80 \times 10^{21}$	7.01	60	9	10	50	6.73	2.17	4.60	2.67	4.37	0.323	41.91			
$1.80 \times 10^{22}$	6.49	60	9	10	50	16.8	2.21	4.66	2.71	4.40	0.323	39.91			
$1.90 \times 10^{24}$	9.61	60	9	10	50	12.3	2.19	4.66	2.75	4.43	0.323	41.91			
$1.90 \times 10^{25}$	11.8	60	10	10	50	15.1	2.16	4.66	2.82	4.43	0.323	39.91			
$1.90 \times 10^{26}$	6.29	60	9	10	50	16.2	2.43	4.68	2.47	4.38	0.323	41.91			
$1.90 \times 10^{27}$	9.65	60	9	11	50	12.2	2.25	4.54	2.47	4.38	0.323	39.91			
$1.90 \times 10^{28}$	10.9	60	8	11	50	13.9	2.30	4.56	2.53	4.37	0.323	39.91			
$1.90 \times 10^{29}$	13.3	60	9	11	50	15.7	2.34	4.48	2.59	4.38	0.323	39.91			
$1.90 \times 10^{30}$	15.4	60	10	11	50	17.1	2.38	4.44	2.65	4.38	0.323	39.91			
$1.90 \times 10^{31}$	18.1	60	11	11	50	18.4	2.41	4.44	2.71	4.37	0.323	39.91			
$1.90 \times 10^{32}$	22.5	100	9	12	60	11.6	2.63	4.67	2.74	4.37	0.323	41.91			
$1.90 \times 10^{33}$	19.1	100	9	12	60	13.7	2.68	4.67	2.81	4.37	0.323	39.91			
$1.90 \times 10^{34}$	12.1	100	9	12	60	15.3	2.74	4.67	2.87	4.37	0.323	41.91			
$1.90 \times 10^{35}$	15.6	100	10	12	60	16.1	2.82	4.68	2.84	4.36	0.323	39.91			
$1.90 \times 10^{36}$	17.2	100	11	12	60	21.7	2.89	4.67	2.91	4.37	0.323	41.91			
$1.90 \times 10^{37}$	15.4	100	9	12	60	17.1	2.99	4.74	2.92	4.37	0.323	41.91			
$1.90 \times 10^{38}$	18.8	100	10	12	60	21.2	3.08	4.74	2.98	4.36	0.323	41.91			
$1.90 \times 10^{39}$	19.7	100	12	12	60	29.1	3.19	4.67	2.99	4.36	0.323	41.91			