

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



# Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme Master Professionnel En génie civil  
Option : Construction métallique*

## Thème

*Etude d'un hangar en charpente  
métallique à usage industriel*



*Dirigé par :*  
**M<sup>r</sup> BENCHIHA**

*Etudié par :*  
**M<sup>r</sup> KHABER Smail**  
**M<sup>r</sup> MERZOUK Lounes**

**PROMOTION 2018/2019**



# Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.*

*Nous sommes également très reconnaissants à notre promoteur Mr BENCHIHA, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.*

*Sans oublié M<sup>r</sup> BOUDJEMIA et M<sup>r</sup> DAHMANI pour son aide précieux, sa disponibilité et les conseils qu'il nous a apporté.*

*Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

*Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.*

*Sans oublier tous nos camarades de la promotion MASTER 2 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.*

*Merci à tous*



# Dédicaces

*Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en Signe de respect et de reconnaissance :*

*A ceux pour qui je dois tout et à qui je nerendrais jamais Assez ;*

*mes chers parents*

*À ma très chère sœur*

*À mes chers frères*

*À tous mes chers ami(e)s : (Yasmine, Arezki, Amine, Youva, Bylkacem, Mounia, Toufik, Zahir, Mahdi, Rida ) je vous remercie pour tous les moments agréables qu'on a passé ensemble*

*ET enfin à Toute la promotion 2018/2019*

*Et à mon binôme Lounes.*

*SMAIL*

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à :*

*Mes très chers parents*

*qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de mes études et que*

*j'espère honorer ;*

*A mes frères ;*

*A mes sœurs ;*

*A tous mes amis (es) ;*

*A toute la promotion 2018/2019*

*Et à mon binôme Smail*

*LOUNES*

# Sommaire

# Sommaire

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation du projet : .....	01
I.2 Données géométriques: .....	01
I.3 Ouverture .....	02
I.4 Eléments structuraux .....	02
I.5 Eléments principaux de la structure .....	02
I.6 Les éléments secondaires .....	02
I.7 Toiture.....	02
I.8 Bardage.....	03
I.9 Contreventement .....	03
I.10 Normes et règlements utilisés .....	03
I.11 Caractéristique des matériaux.....	03

### CHAPITRE II : Etude climatique

INTRODUCTION .....	06
<b>II.1 Dimensionnement du l'ouvrage :.....</b>	<b>06</b>
II.1.1 Les données relatives au site .....	06
<b>II.2 Etude de la neige .....</b>	<b>07</b>
II.2.1 Action de la neige .....	07
II.2.2 Charges de neige sur le sol.....	07
II.2.3 Charge de neige répartie sans redistribution par le vent.....	07
II.2.4 Charge de neige répartie avec redistribution par le vent.....	08
<b>II.3 Etude du vent .....</b>	<b>09</b>
II.3.1 Détermination de coefficient dynamique $C_d$ .....	09
II.3.1.1 Vent perpendiculaire au long pan .....	10
II.3.1.2 Vent perpendiculaire au pignon .....	10
II.3.2 Détermination de la pression nette $W(z_j)$ .....	10
II.3.2.1 Détermination de la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$ .....	10
II.3.2.1.1 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$ .....	11

II.3.2.1.1.1 Détermination du coefficient de la rugosité $C_r$ .....	11
II.3.2.2 Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ .....	12
II.3.2.2.1 Vent perpendiculaire au long pan ( $V_1$ ).....	13
II.3.2.2.1.1 pour les parois verticales.....	13
II.3.2.2.1.2 pour la toiture .....	14
II.3.2.2.2 Détermination de coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ .....	16
II.3.2.2.2.1 Du coté de long pan .....	16
II.3.2.3 Vent perpendiculaire au pignon ( $V_2$ ) .....	21
II.3.2.3.1 pour les parois verticales.....	21
II.3.2.3.2 pour la toiture .....	22
II.3.2.3.3 Détermination de coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ .....	23
II.3.2.3.3.1 Du coté de pignon .....	24
II.3.3 Détermination de la force de frottement .....	27
II.4 Conclusion.....	28

### **CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments**

INTRODUCTION .....	29
<b>III.1 Les pannes .....</b>	<b>29</b>
III.1.1 Dimensionnement des pannes.....	29
III.1.2 Principe de dimensionnement .....	30
III.1.3 Evaluation des charges et surcharges.....	31
III.1.4 Combinaison des charges.....	33
III.1.5 Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU) .....	34
III.1.6 Vérification de la flèche : (ELS) .....	35
III.1.7 Vérification au cisaillement .....	36
III.1.8 Vérification au moment fléchissant:(déversement).....	37
III.1.9 Calcul des liernes des pannes.....	38
III.1.9.1 Calcul de la réaction R .....	38
III.1.9.2 Calcul les efforts de traction $T_i$ .....	38
III.1.9.3 Détermination du diamètre du rond .....	39
III.1.10 Etude de l'échantignole.....	39
III.1.10.1 Définition .....	39
III.1.10.2 Calcul des charges revenant à l'échantignole.....	40
III.1.10.3 Calcul du moment de renversement.....	40
III.1.10.4 Dimensionnement de l'échantignole.....	40

III.1.10.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole.....	40
<b>III.2 les lisses de bardage .....</b>	<b>41</b>
III.2.1 Dimensionnement des lisses.....	41
III.2.2 Evaluation des charges.....	42
III.2.3 Combinaison des charges.....	44
III.2.3.1 à l'ELU.....	44
III.2.3.2 à l'ELS.....	44
III.2.4 Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU).....	45
III.2.5 Vérification de la flèche : (ELS) .....	46
III.2.5 Vérification de l'effort tranchant : (ELS) .....	47
III.2.7 Vérification au moment fléchissant :(diversement).....	48
III.2.8 Vérification de la lisse haute.....	49
III.2.8.1 Evaluation de charges permanentes .....	49
III.2.8.2 Combinaison des charges selon l'axe yy'.....	49
III.2.8.3 Vérification de la flèche verticale.....	50
III.2.8.4 Vérification de la flexion bi-axiale.....	50
III.2.8.5 Calcul de la section des liernes.....	51
<b>III.3 les potelets :.....</b>	<b>51</b>
III.3.1 Dimensionnement des potelets .....	51
III.3.2 Evaluation des charges.....	52
III.3.3 Vérification de la flexion composée : .....	53
III.3.4 Vérification au flambement .....	53
<b>III.4 Conclusion .....</b>	<b>55</b>
<b>CHAPITRE IV : Etude sismique</b>	
INTRODUCTION .....	56
<b>IV.1 Méthode statique équivalente : .....</b>	<b>56</b>
IV.1.1 Principe .....	56
IV.1.2 Calcul de la force sismique totale .....	57
a) Coefficient d'accélération de zone (A) : .....	57
b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) : .....	57
c) Coefficient de comportement global de la structure (R) : .....	58
d) Facteur de qualité (Q) : .....	58
e) Calcul de poids de la structure (W) :.....	59
<b>IV.2 Conclusion.....</b>	<b>61</b>

## **CHAPITRE V : Etude du portique**

INTRODUCTION .....	62
<b>V.1 Caractéristiques du portique étudié : .....</b>	<b>62</b>
<b>V.2 Efforts sollicitant le portique : .....</b>	<b>63</b>
V.2.1 Charges permanentes : .....	63
V.2.2 Effet de la neige : .....	63
V.2.3 Effet du vent .....	63
<b>V.3 Calcul des efforts internes : .....</b>	<b>65</b>
V.3.1 charges verticales vers le bas .....	66
V.3.2 Charges verticales vers le haut .....	67
V.3.3 Vent horizontal :(dépression) .....	68
<b>V.4 Tableaux récapitulatifs : .....</b>	<b>69</b>
<b>V.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb).....</b>	<b>70</b>
V.5.1 Modélisation avec les imperfections : .....	71
V.5.2 Calcul des efforts internes additionnels : .....	72
V.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de $H_{eq}$ : .....	73
<b>V.6 Choix de la méthode d'analyse : .....</b>	<b>73</b>
V.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique.....	74
<b>V.7 Pré-dimensionnement de la traverse : .....</b>	<b>75</b>
V.7.1 Vérification de la traverse a l'ELS : .....	76
V.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU : .....	77
<b>V.8 Pré-dimensionnement du poteau : .....</b>	<b>86</b>
V.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités : .....	86
<b>V.9 Conclusion.....</b>	<b>90</b>

## **CHAPITRE VI : Calcul des contreventements**

INTRODUCTION .....	91
<b>VI.1 Dispositions des contreventements :.....</b>	<b>91</b>
<b>VI.2 Calcul de la poutre au vent en pignon : .....</b>	<b>91</b>
VI.2.1 Effort du vent sur les pignons : .....	91
VI.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets : .....	92
VI.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette : .....	95
VI.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance : .....	95
VI.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités : .....	97
<b>VI.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :.....</b>	<b>101</b>

VI.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette : .....	102
<b>VI.4 Conclusion.....</b>	<b>102</b>

## **CHAPITRE VII : Etude des assemblages**

INTRODUCTION .....	103
<b>VII.1 Calcul des assemblages par boulons : .....</b>	<b>103</b>
<b>VII.2 Avantages des boulons HR : .....</b>	<b>104</b>
<b>VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) : .....</b>	<b>104</b>
VII.3.1 La disposition constructive des boulons : .....	104
VII.3.2 Efforts de calcul : .....	105
VII.3.3 les composants de l'assemblage : .....	105
VII.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée : .....	105
VII.3.5 Calcul du moment résistant :.....	106
VII.3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant : .....	107
VII.3.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue : .....	107
VII.3.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée : .....	108
VII.3.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée : .....	110
<b>VII.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) : .....</b>	<b>111</b>
VII.4.1 La disposition constructive des boulons : .....	111
VII.4.2 Efforts de calcul : .....	111
VII.4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage : .....	112
VII.4.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant : .....	112
<b>VII.5 Calcul des bases des poteaux :.....</b>	<b>113</b>
VII.5.1 Définition : .....	113
VII.5.2 Données de base :.....	115
VII.5.3 Résistance du béton à la compression : .....	115
VII.5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :.....	115
VII.5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise : .....	115
VII.5.6 Les tiges d'encrage : .....	119

## **CHAPITRE VIII : Etude des fondations**

INTRODUCTION .....	125
CHAPITRE VIII : 1 Les types des fondations.....	125
CHAPITRE VIII : 2 Choix des fondations.....	125

CHAPITRE VIII : 3 Etude des semelles..... 126  
CHAPITRE VIII : 4 Calcul du ferrailage..... 127

**CONCLUSION GENERALE.....145**  
**Références bibliographiques.....146**  
**ANNEXES ..... 147**



# Liste des figures

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I

<b>Figure I.1</b> : Vue en perspective de l'ossature.....	04
<b>Figure I.2</b> : Vue de pignon.....	05
<b>Figure I.3</b> : Vue de long pan.....	05
<b>Figure I.4</b> : Vue de toiture.....	05

## CHAPITRE II

<b>Figure II.1</b> : dimensionnement de l'ouvrage.....	06
<b>Figure II.2</b> : Charges de neige sans redistribution par le vent.....	08
<b>Figure II.3</b> : Charges de neige.....	08
<b>Figure II.4</b> : Graphe d'interpolation et d'extrapolation.....	09
<b>Figure II.5</b> : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur $Z_e$ .....	12
<b>Figure II.6</b> :légende pour les parois verticales.....	13
<b>Figure II.7</b> :valeurs des $C_{Pe}$ pour les parois verticales.....	14
<b>Figure II.8</b> :légende pour les toitures.....	15
<b>Figure II.9</b> : $C_{pi}$ pour les bâtiments sans cloisons intérieures.....	16
<b>Figure II.10</b> : Valeurs des pressions $Q_j$ dans la paroi verticale.....	17
<b>Figure II.11</b> : Valeurs des pressions $Q_j$ dans la toiture.....	18
<b>Figure II.12</b> : Valeurs des pressions $Q_j$ dans la paroi verticale.....	20
<b>Figure II.13</b> : Valeurs des pressions $Q_j$ dans la toiture.....	21
<b>Fig. II.14</b> :valeurs des $C_{Pe}$ pour les parois verticales.....	22
<b>Figure II.15</b> : légende pour les toitures.....	22
<b>Figure II.16</b> : Valeurs des pressions $Q_j$ dans la paroi verticale.....	24
<b>Figure II.17</b> : Valeurs des pressions $Q_j$ dans la toiture.....	25
<b>Figure II.18</b> : Valeurs des pressions $Q_j$ dans la paroi verticale.....	26
<b>Figure II.19</b> : Valeurs des pressions $Q_j$ dans la toiture.....	27

## CHAPITRE III

<b>Figure III. 1</b> : Disposition de la panne sur la toiture.....	29
<b>Figure III.2</b> : Orientation des charges sur les pannes.....	30
<b>Figure III.3</b> : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.....	30
<b>Figure III. 4</b> : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.....	31
<b>Figure III. 5</b> : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.....	31
<b>Figure III.6</b> : Schéma statique des surcharges d'entretien $P_n$ sur les pannes.....	31
<b>Figure III.7</b> Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.....	32
<b>Figure III.8</b> : Panne de toiture en flexion.....	34
<b>Figure III.9</b> : Vérification de la flèche.....	35
<b>Figure III.10</b> : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.....	36
<b>Figure III.11</b> :Disposition des liernes.....	38
<b>Figure III.12</b> : Disposition de l'échantignole.....	39
<b>Figure III.13</b> disposition des lisses.....	41
<b>Figure III.14</b> : La répartition des charges sur les lisses de long pan.....	44
<b>Figure III.15</b> : Répartition des charges sur les lisses.....	46
<b>Figure III.16</b> : Disposition de la lisse haute.....	49
<b>Figure III.17</b> : Disposition des potelets.....	51

## CHAPITRE V

<b>Figure V.1</b> : Vue du portique en 3D.....	62
<b>Figure V.2</b> : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kg/ml .....	64
<b>Figure V.3</b> : Efforts internes.....	65
<b>Figure V.4</b> : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.....	66
<b>Figure V.5</b> : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.....	67
<b>Figure V.6</b> : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).....	68
<b>Figure V.7</b> : Imperfection géométrique.....	70
<b>Figure V.8</b> : Effort horizontal en tête du poteau.....	72
<b>Figure V.9</b> : Moments sous la combinaison $1.35G + 1.5N$ .....	75
<b>Figure V.10</b> : Moments sous la charge équivalente totale.....	75

<b>Figure V.11</b> : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU avec prise en compte de Heq.....	78
<b>Figure V.12</b> : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.....	78
<b>Figure V.13</b> : Calcul du moment au point quelconque P.....	82
<b>Figure V.14</b> : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.....	84
<b>Figure V.15</b> : Moments en tête et en pied du poteau.....	88

## CHAPITRE VI

<b>Figure VI.1</b> : Dispositions des contreventements.....	91
<b>Figure VI.2</b> : Effort du vent sur les pignons.....	92
<b>Figure VI.3</b> : Schéma statique de la poutre au vent.....	92
<b>Figure VI.4</b> : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).....	94
<b>Figure VI.5</b> : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.....	101
<b>Figure VI.6</b> : Effort de traction dans la diagonale tendue.....	101

## CHAPITRE VII

<b>Figure VII.1</b> : Représentation de l'assemblage poteau-traverse.....	104
<b>Figure VII.2</b> : détails d'assemblage.....	105
<b>Figure VII.3</b> : la hauteur de la zone comprimée.....	106
<b>Figure VII.4</b> : Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.....	107
<b>Figure VII.5</b> : Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	110
<b>Figure VII.6</b> : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	111
<b>Figure VII.7</b> : Détails sur l'assemblage de faitage.....	111
<b>Figure VII.8</b> : Base des poteaux.....	113
<b>Figure VII.9</b> : pied de poteau articulé.....	113
<b>Figure VII.10</b> : Pieds de poteaux encastrés.....	114
<b>Figure VII.11</b> : Détails sur l'assemblage.....	114
<b>Figure VII.12</b> : Dimensions actuelles de la plaque d'assise.....	117
<b>Figure VII.13</b> : assemblage de la platine.....	118
<b>Figure VII.14</b> : types de tiges d'ancrage.....	119

<b>Figure VII.15 :</b> Tige d'ancrage.....	122
<b>Figure VII.16 :</b> Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.....	124

## **CHAPITRE VIII**

**Figure VIII.1 :** Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

**Figure VIII.2:** tableaux de l'effort normal.

**Figure VIII.3:** Ferrailage des semelles isolées.

**Figure VIII.4:** Ferrailage des longrines.



# Liste des tableaux

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE II

<b>Tableau II.1</b> : $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	14
<b>Tableau II.2</b> : $C_{pe}$ pour la toiture.....	15
<b>Tableau II.3</b> : les pressions $Q_j$ dans la paroi verticale.....	17
<b>Tableau II.4</b> : les pressions $Q_j$ dans la toiture.....	18
<b>Tableau II.5</b> : les pressions $Q_j$ dans la paroi verticale.....	19
<b>Tableau II.6</b> : les pressions $Q_j$ dans la toiture.....	20
<b>Tableau II.7</b> : $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	22
<b>Tableau II.8</b> : $C_{pe}$ pour la toiture.....	23
<b>Tableau II.9</b> : les pressions $Q_j$ dans la paroi verticale.....	24
<b>Tableau II.10</b> : les pressions $Q_j$ dans la toiture.....	25
<b>Tableau II.11</b> : les pressions $Q_j$ dans la paroi verticale.....	26
<b>Tableau II.12</b> : les pressions $Q_j$ dans la toiture.....	27

## CHAPITRE III

<b>Tableau III.1</b> :Caractéristiques géométriques de l'IPE 160.....	32
<b>Tableau III.2</b> :Caractéristique et dimension de UAP130.....	43
<b>Tableau III.3</b> :Caractéristique et dimension de IPE 270.....	52

## CHAPITRE IV

<b>Tableau IV.1</b> : valeurs des pénalités $P_q$ .....	59
---	----

## CHAPITRE V

<b>Tableau V.1</b> : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent le plus défavorable ( sens $V_1$ ).....	63
<b>Tableau V.2</b> : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.....	69
<b>Tableau V.3</b> : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles.....	69
<b>Tableau V.4</b> : Combinaisons a l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.....	70

<b>Tableau V.5 :</b> Efforts en pieds des poteaux aux l'ELU.....	71
<b>Tableau V.6 :</b> Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb.....	71
<b>Tableau V.7 :</b> Efforts équivalent en tête des poteaux.....	72
<b>Tableau V.8 :</b> Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments avec prise en compte de Heq.....	73
<b>Tableau V.9 :</b> Caractéristiques géométriques de de l'HEA 400.....	77

## CHAPITRE VI

<b>Tableau VI.1:</b> Coefficients minorateurs $\beta_1$ et $\beta_2$ .....	95
--	----

# Notations

## Notations :

Les principales notations utilisées sont les suivantes :

<b>A</b>	Aire de la section brute.
<b>A<sub>net</sub></b>	Aire de la section nette.
<b>A<sub>eff</sub></b>	Aire de la section efficace.
<b>A<sub>r</sub></b>	Aire de cisaillement.
<b>H</b>	Hauteur de la section transversale.
<b>b</b>	Largueur des semelles.
<b>r</b>	Rayon du congé de raccordement.
<b>t<sub>f</sub></b>	Epaisseur des semelles.
<b>t<sub>w</sub></b>	Epaisseur de l'âme.
<b>I<sub>y, z</sub></b>	Moment d'inertie.
<b>i<sub>y, z</sub></b>	Rayon de giration de la section.
<b>I<sub>w</sub></b>	Facteur de gauchissement.
<b>I<sub>t</sub></b>	Moment d'inertie de torsion.
<b>W<sub>ply, z</sub></b>	Module plastique de la section.
<b>W<sub>ely, z</sub></b>	Module élastique de la section.
<b>W<sub>eff</sub></b>	Module élastique efficace de la section.
<b>N<sub>pl</sub></b>	Effort normal résistant plastique.
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal ultime de la section nette.
<b>N<sub>net</sub></b>	Effort normal résistant de la section nette.
<b>M<sub>ply, z</sub></b>	Moment résistant plastique de la section.
<b>M<sub>ely, z</sub></b>	Moment résistant élastique de la section.
<b>M<sub>eff, z</sub></b>	Moment résistant de la section efficace.
<b>M<sub>cr</sub></b>	Moment critique de déversement.
<b>λ<sub>y, z</sub></b>	Elancement réduit pour le mode de flambement.
<b>λ<sub>cr</sub></b>	Elancement critique d'Euler.
<b>χ<sub>y, z</sub></b>	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
<b>Ψ<sub>s</sub></b>	Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).
<b>τ</b>	Contrainte tangente (tau).
<b>τ<sub>u</sub></b>	Contrainte tangente conventionnelle.
<b>τ<sub>s</sub></b>	Contrainte d'adhérence.
<b>φ</b>	Diamètre d'une armature transversale.
<b>ν</b>	Coefficient de poisson (nu).
<b>μ<sub>s</sub></b>	Moment ultime à L'ELS (mu).
<b>μ<sub>b</sub></b>	Moment réduit à L'ELU.
<b>α</b>	Facteur d'imperfection pour le flambement.

$\lambda_{LT}$	Elancement réduit pour le déversement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction pour le déversement.
$\alpha_{LT}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{M_{y,z}}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$f_y$	Résistance limite d'élasticité.
$f_u$	Résistance limite de rupture.
$V_u$	Effort tranchant de calcul ultime.
$G$	Action permanente.
$Q$	Action d'exploitation.
$e$	L'excentricité de l'effort normal.
$l_f$	Longueur de flambement



# **Introduction générale**

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité, c'est pour cela qu'elle est devenue un facteur primordial dans la politique de construction du pays.

L'Algérie a engagé un véritable processus de développement notamment dans ce secteur qui a bénéficié d'une grande attention de l'état et par conséquent a vu une multiplication très rapide d'unités de production à travers le territoire national.

De ce fait, l'objet de la présente étude est compte tenu des divers impératifs architecturaux, de recenser les diverses hypothèses sur la conception pour obtenir une ossature légère et économique. Cette ossature métallique est constituée de barres ou poutres métalliques reliées entre elles par des assemblages. Une barre ou une poutre est une pièce prismatique caractérisée par sa section droite.

La construction métallique connue par ces avantages et ces inconvénients, parmi ces avantages on site :

- la grande résistance de l'acier à la compression et à la traction ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées.
- La légèreté qui réduit les charges sur le sol, et l'influence du séisme sur la structure.
- L'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- Possibilité architecturales plus étendues par rapport aux constructions en béton armé.

Et parmi ces inconvénients on site :

- La mauvaise tenue de l'acier au feu qui exige des mesures de protection importantes.
- Nécessité d'entretien régulier des éléments contre la corrosion.
- Résistance en compression moindre que le béton.
- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement).

Notre projet de fin d'étude consiste à faire l'étude et la conception d'un hangar métallique à usage industriel situé à EL KSEUR wilaya de Bejaia.



# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**

## I.1 Présentation du projet :

Ce projet de fin d'études est orienté principalement vers l'étude structurale d'un hall métallique destiné à la construction d'une unité industrielle implantée dans la daïra EL KSEUR wilaya de BEJAIA.

L'envergure et la complexité de ce projet nous ont permis de mener une large palette d'étude :

- Etudes climatiques (vent, neige, séisme).
- Etude d'une structure métallique contreventée par paliers de stabilité.
- Etude des assemblages.

Cela nous a permis de consolider nos connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire en nous apportant entre autre l'autonomie dans l'utilisation des normes et des codes, la compréhension de la méthodologie d'une étude de structure ainsi que la maîtrise des outils de calculs.

On note que la structure est régulière en plan et en élévation, dont les portiques sont auto-stables ductiles dans le sens transversal et contreventés dans le sens longitudinal.

- Altitude géographique : 50m.
- Zone de neige : **A**.
- Région de vent : **I**.
- Site plat
- Zone sismique : **IIa**.
- Groupe : **2** (bâtiment industriel).
- Catégorie de terrain **S3** (site meuble).

## I.2 Donnée géométriques :

Le hangar que nous étudions est caractérisé par les dimensions suivantes :

- Longueur totale : 60 m.
- Largeur totale : 35.03 m.
- Hauteur des poteaux : 6.95 m.
- Hauteur totale : 8,95 m.

**I.3 Ouverture :**

- Façade Nord : 0.00m<sup>2</sup>.
- Façade Sud : 0.00m<sup>2</sup>.
- Façade Est : 112 m<sup>2</sup>.
- Façade Ouest : 112 m<sup>2</sup>.

**I.4 Éléments structuraux :**

- Toiture : **TN40**
- Bardage Extérieur : **TN40**

**I.5 Éléments principaux de la structure :**

- Poteaux centraux **HEA**
- Stabilités horizontale **Double cornière**
- Stabilités verticale **Double cornière**

**I.6 Les éléments secondaires :**

- Pannes **IPE**
- Lisses de bardages **UAP**
- Potelets **IPE**

**I.7 Toiture :**

La couverture du hangar objet du présent mémoire est composée de **TN40** fixés sur des pannes liées entre elles avec des liens et fixées à leur tour sur les fermes avec des échantignoles.

L'inclinaison de cette toiture par rapport à l'horizontal est 6.51%.

**I.8 Bardage :**

Le bardage est composé de panneaux **TN40** fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale. Des potelets de renforcement sont prévus aux droits des ouvertures.

### **I.9 Contreventement :**

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme, ...) est assurée par des paliers de stabilité prévus sur les quatre façades du bâtiment ainsi qu'un contreventement horizontal de toiture installé sous les fermes.

### **I.10 Normes et règlements utilisés :**

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les codes et normes suivants :

- Règles Neige et Vent (RNV99).
- Règles parasismiques algériennes (RPA99 - version 2003).
- Règles de calcul des structures en acier EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 (partie 1 - règles générales et règles pour les bâtiments).
- Béton armé aux états limites (BAEL 91 – version 99).
- Règles de calcul des fondations superficielles (DTR-BC 2.331).
- Charge permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC 2.2).

### **I.11 Caractéristique des matériaux :**

Le bon choix des matériaux utilisés en construction métallique est un facteur prépondérant notamment pour assurer une construction satisfaisante, une fonctionnalité appropriée, une fiabilité élevée ainsi qu'une longue durée de vie.

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour les matériaux suivant :

#### **a) Acier de structure :**

L'acier de construction sera de nuance S-235-JR suivant la norme européenne EN 10025. Les caractéristiques mécaniques des membrures sont :

- Limite d'élasticité :  $F_y = 235\text{MPa}$  (profilés laminés à chaud).
- Module de Young :  $E = 210\,000\text{MPa}$ .
- Module d'élasticité transversale :  $G = 83\,000\text{MPa}$ .
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0.28$ .

#### **b) Boulonnerie :**

Les boulons choisis pour les assemblages des éléments principaux de la structure seront de type à haute résistance de classe 10.9. La limite d'élasticité ( $F_{yb}$ ) et la résistance à la traction ( $F_{ub}$ ) pour ces boulons sont :

- $F_{yb} = 900 \text{ Mpa}$ .
- $F_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$ .

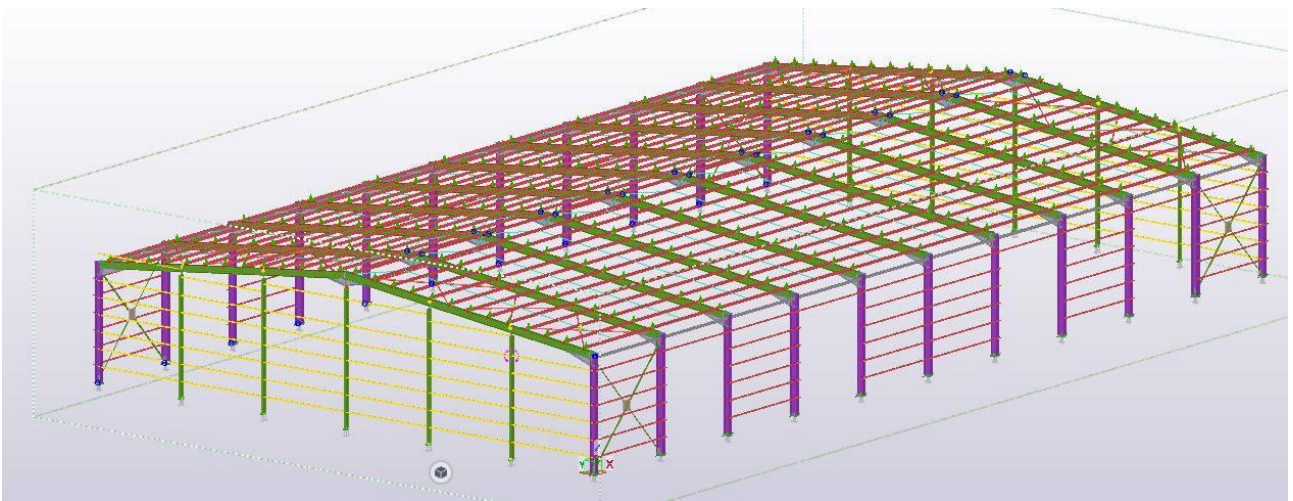
c) **Béton :**

Le béton des fondations et des planchers collaborant aura les caractéristiques suivantes :

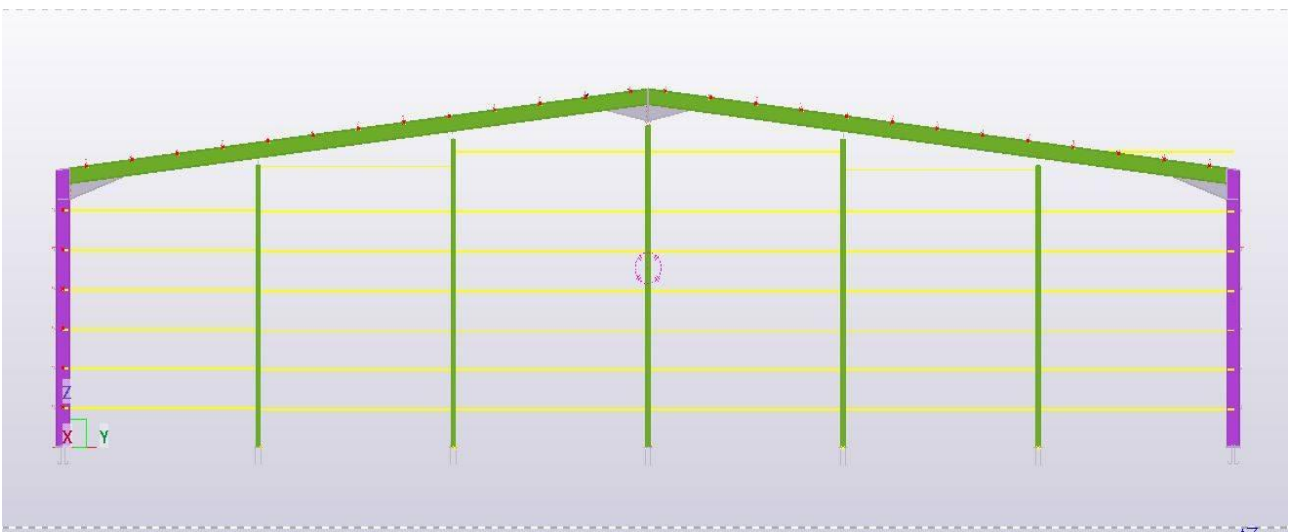
- Résistance à la compression à 28 jours :  $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- Dosage en ciment =  $350 \text{ kg/m}^3$ .

d) **Soudures :**

Les soudures seront conformes à l'Eurocode 3 « calcul des structures en acier ».



**Figure I.1 :** Vue en perspective de l'ossature



**Figure I.2 :** Vue de pignon

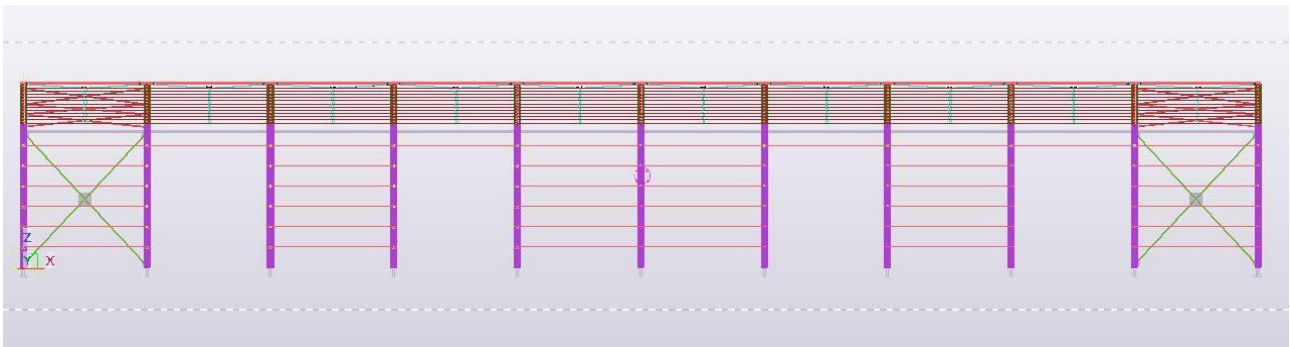


Figure I.3 : Vue de long pan

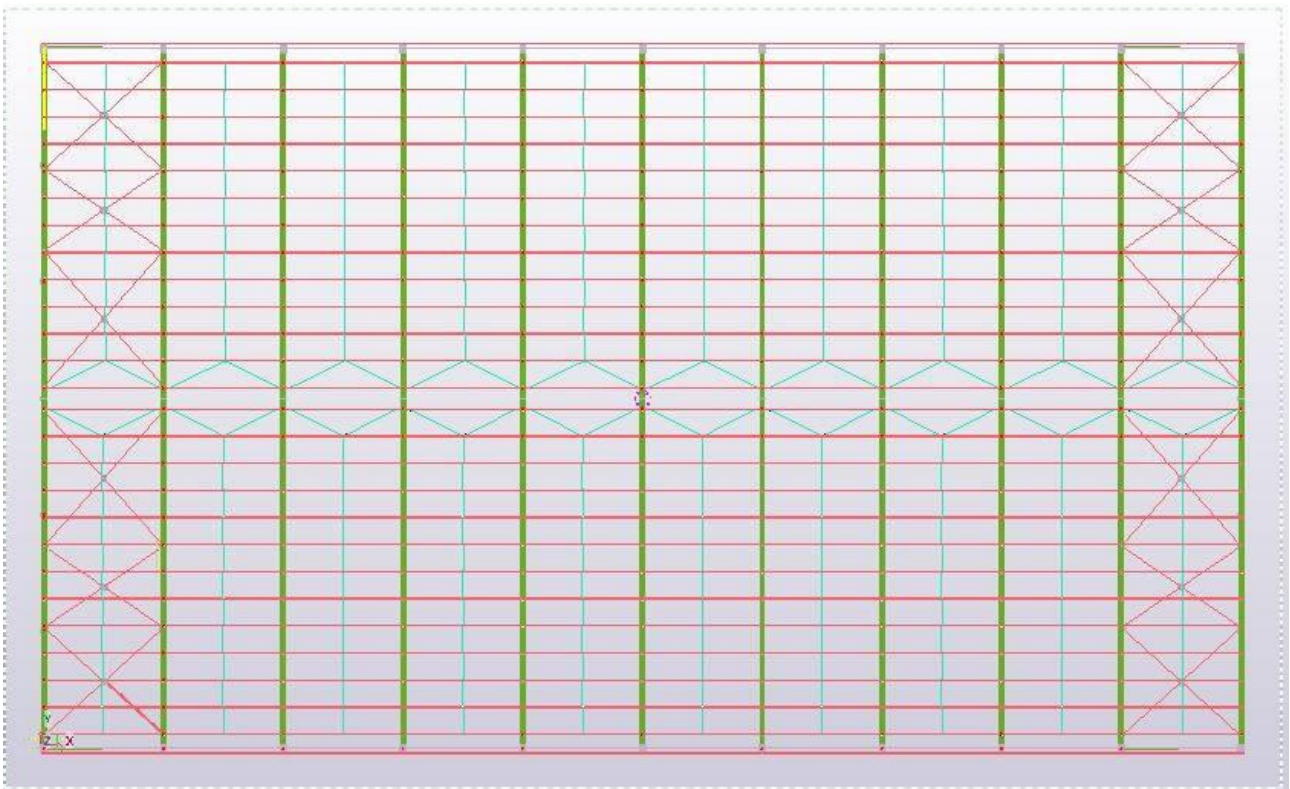


Figure I.4 : Vue de toiture



# **Chapitre II**

## **Etude climatique**

## INTRODUCTION

L'étude climatique est un point essentiel pour réaliser une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations sur notre structure, produite par la charge de la neige d'un côté, et des efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement neige et vent "R.N.V.1999" nous permettra de déterminer ces sollicitation pour le dimensionnement de notre structure.

### II.1 Dimensionnement de l'ouvrage :

- Longueur :  $L = 60\text{m}$ .
- Largeur :  $l = 35,03\text{m}$ .
- Hauteur :  $H = 8,95\text{m}$  (tête de poteau centrale).
- Hauteur :  $h = 6,95\text{m}$ .
- Toiture à 2 versant de degré  $\alpha = 6,51^\circ$ .

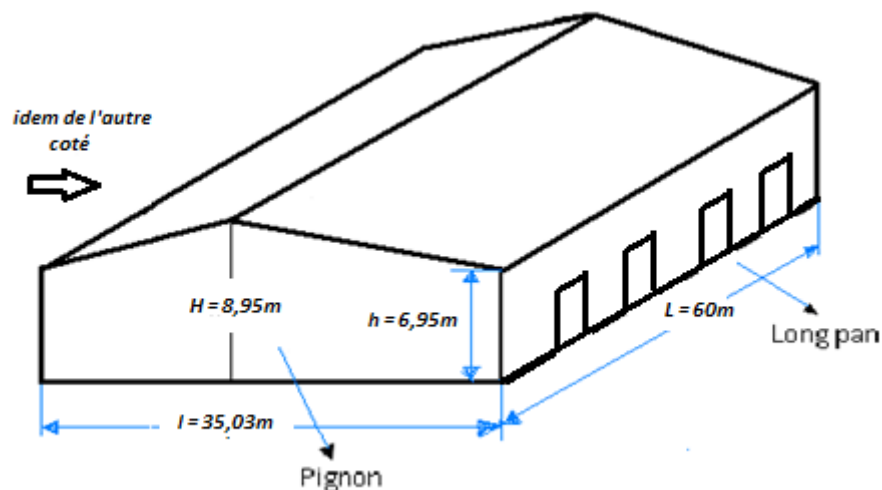


Figure II.1 : dimensionnement de l'ouvrage

#### II.1.1 Les données relatives au site :

Lieu de réalisation : EL KSEUR (Bejaia)

- Altitude géographique :  $H = 50\text{m}$ .
- Zone de neige : A .....[R.N.V.99 p25].
- Zone du vent : I .....[R.N.V.99 p85 'annexe1'].
- Site plat :  $C_i(z) = 1$  .....[R.N.V.99 p48].
- Catégorie du terrain : III .....[R.N.V.99 p47].

## II.2 Etude de la neige :

- Altitude géographique :  $H=50\text{m}$ .
- Zone de neige : A.

### II.2.1 Action de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \dots\dots\dots[\text{R.N.V.99 p13}].$$

Avec:

$\mu$  : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.

$S_k$ : Charge caractéristique sur le sol. [ $\text{kN/m}^2$ ]

### II.2.2 Charges de neige sur le sol :

La charge caractéristique de neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré, elle est notée :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \dots\dots\dots [\text{R.N.V.99 p16}].$$

$$\text{AN: } S_k = \frac{0,04 \times 50 + 10}{100} = 0,185 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_k = 0,185 \text{ KN/m}^2.$$

On a l'angle de versant  $\alpha=6,51^\circ$  :  $0 \leq \alpha=6,51^\circ \leq 15^\circ \dots\dots\dots[\text{R.N.V.99 p13}].$

Donc le coefficient de forme :  $\mu=0,8$ .

### II.2.3 Charge de neige répartie sans redistribution par le vent :

On a deux versants symétriques :

$S = 0,8 \times 0,185 = 0,148 [\text{kN/m}^2] = [14,8 \text{ daN/m}^2]$  : Par projection horizontale.

$S = 0,148 \cos 6,51^\circ = 0,147 [\text{kN/m}^2]$  : Suivant rampant.

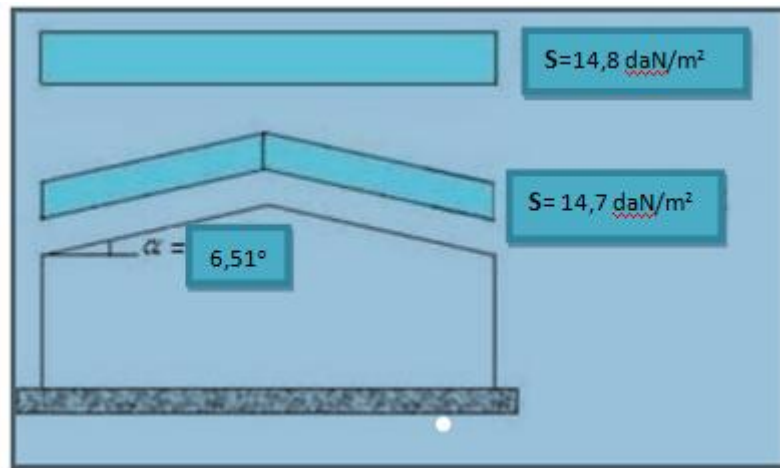


Figure II.2 : Charges de neige sans redistribution par le vent

**II.2.4 Charge de neige répartie avec redistribution par le vent :**

L'un des versants aura la moitié de sa charge de neige calculée sans redistribution :

- $0,5S = 0,5 \times 14,8 = 7,4 \text{ [daN/m}^2\text{]}$  : Par projection horizontale.

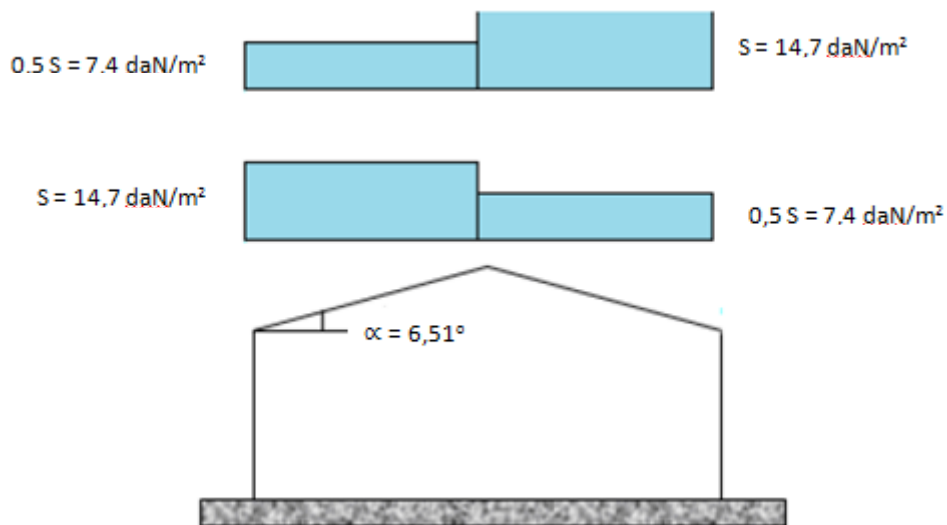


Figure II.3 : Charges de neige.

**II.3 Etude du vent :**

Notre zone du vent est : zone I  $\rightarrow Q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$  .....[R.N.V.99 p46].

Le site plat  $\rightarrow C_t(z)=1$ . ..... [R.N.V.99 p48].

La catégorie du terrain : III .

$\rightarrow K_T=0,22 \quad Z_0=0,3m \quad Z_{min}=8m \quad \epsilon=0,37$  ..... [R.N.V.99 p47].

Tel que :  $K_T$  : facteur du terrain.

$Z_0$  : paramètre de la rugosité [m].

$Z_{min}$  : hauteur minimale [m].

La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

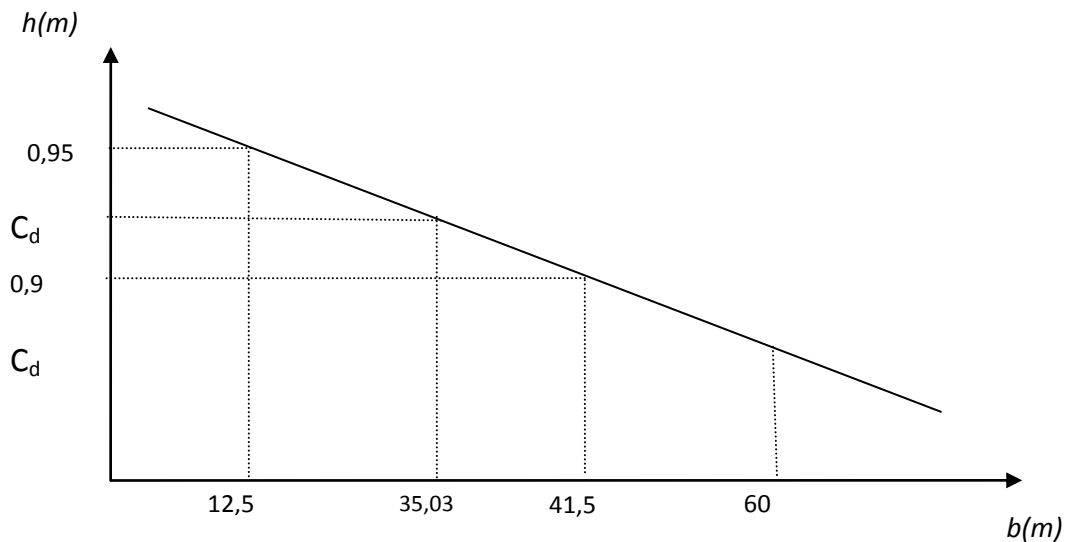
$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) \dots\dots\dots [R.N.V.99 p40].$$

Tel que :  $C_d$  : est le coefficient dynamique de la construction.

$W(z_j)$  : est la pression nette.

**II.3.1 Détermination de coefficient dynamique  $C_d$  :**

La structure du hangar est une structure métallique, donc on utilise la figure3.2 [R.N.V.99 p51] afin de déterminer la valeur de coefficient  $C_d$  pour chaque direction du vent :



**Figure II.4 :** Graphe d’interpolation et d’extrapolation

h : Hauteur totale de la construction.

b : Dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{0,95 - 0,9}{41,5 - 12,5} = 1,72 \cdot 10^{-3}$$

### II.3.1.1 Vent perpendiculaire au long pan :

$$h = 8,95\text{m} \quad \text{et} \quad b = 60\text{m}$$

$$\text{Donc } \operatorname{tg}\alpha = \frac{0,95 - Cd}{41,5 - 12,5} = 1,72 \cdot 10^{-3} \rightarrow C_d = 0,86$$

### II.3.1.2 Vent perpendiculaire au pignon :

$$h = 8,95\text{m} \quad \text{et} \quad b = 30,03\text{m}$$

$$\text{Donc } \operatorname{tg}\alpha = \frac{Cd - 0,9}{41,5 - 12,5} = 1,72 \cdot 10^{-3} \rightarrow C_d = 0,91$$

### II.3.2 Détermination de la pression nette $W(z_j)$ :

Dans notre structure on a une face de la paroi qui est intérieur à la construction et l'autre face qui est extérieur, donc on utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad \dots\dots\dots [R.N.V.99 \text{ p40}]$$

Tel que :  $Q_{\text{dyn}}(z_j)$  : la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface.

$C_{pe}$  : coefficient de pression extérieur.

$C_{pi}$  : coefficient de pression intérieur.

### II.3.2.1 Détermination de la pression dynamique $Q_{\text{dyn}}(z_j)$ :

La structure est de hauteur inférieure à 10m, donc il n'y a pas eu lieu de subdivision, et aussi elle est permanente (la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). Donc on utilise la formule suivante :

$$Q_{\text{dyn}}(z_j) = Q_{\text{ref}} \cdot C_e(z_j) \quad \dots\dots\dots [R.N.V.99 \text{ p45}]$$

Tel que :  $Q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$ .

$C_e(z_j)$  : coefficient d'exposition au vent.

### II.3.2.1.1 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$ :

On a une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t(z) C_r(z) \times \left( 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_T(z)} \right)$$

tel que:  $C_t=1$  et  $K_T=0,22$

$C_r$  : coefficient de rugosité.

$C_t$  : coefficient de topographie.

#### II.3.2.1.1.1 Détermination du coefficient de la rugosité $C_r$ :

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes :

- $C_r(z) = K_T \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$  pour  $Z_{\min} \leq Z \leq 200m$

..... [R.N.V.99 p47]

- $C_r(z) = K_T \ln \left( \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right)$  pour  $Z < Z_{\min}$

tel que :  $Z_0=0,3m$  ,  $Z_{\min}=8m$

$Z=8,95m$  dans la toiture.

$Z=6,95m$  dans les parois verticales.

##### ➤ Dans la toiture:

$Z=8,95m \rightarrow Z_{\min}=8m \leq Z=8,95m \leq 200m$ .

donc:  $C_r(z=8,95m) = K_T \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) = 0,22 \times \ln \left( \frac{8,95}{0,3} \right) = 0,747. \rightarrow C_r(z) = 0,747.$

##### ➤ Dans la paroi verticale:

$Z=6,95m \rightarrow Z=6,95m < Z_{\min}=8m$

donc:  $C_r(z=6,95m) = K_T \ln \left( \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) = 0,22 \times \ln \left( \frac{8}{0,3} \right) = 0,722. \rightarrow C_r(z) = 0,722.$

donc on peut déterminer la pression d'exposition  $C_e(z_j)$  :

##### ➤ Dans la toiture:

$C_e(8,95m) = (1)^2 \times (0,747)^2 \times \left( 1 + \frac{7 \times 0,22}{0,747 \times 1} \right) = 1,708. \rightarrow C_e(z) = 1,708.$

➤ Dans la paroi verticale:

$$C_e(6,95m) = (1)^2 \times (0,722)^2 \times \left( 1 + \frac{7 \times 0,22}{0,722 \times 1} \right) = 1,633. \quad \rightarrow C_e(z) = 1,633.$$

Et on peut déterminer la pression dynamique  $Q_{dyn}(z_j)$  :

➤ Dans la toiture:

$$Q_{dyn}(z) = 375 \times 1,708 = 640,5 \text{ N/m}^2 \rightarrow Q_{dyn}(z) = 640,5 \text{ N/m}^2.$$

➤ Dans la paroi verticale:

$$Q_{dyn}(z) = 375 \times 1,633 = 612,47 \text{ N/m}^2 \rightarrow Q_{dyn}(z) = 612,47 \text{ N/m}^2.$$

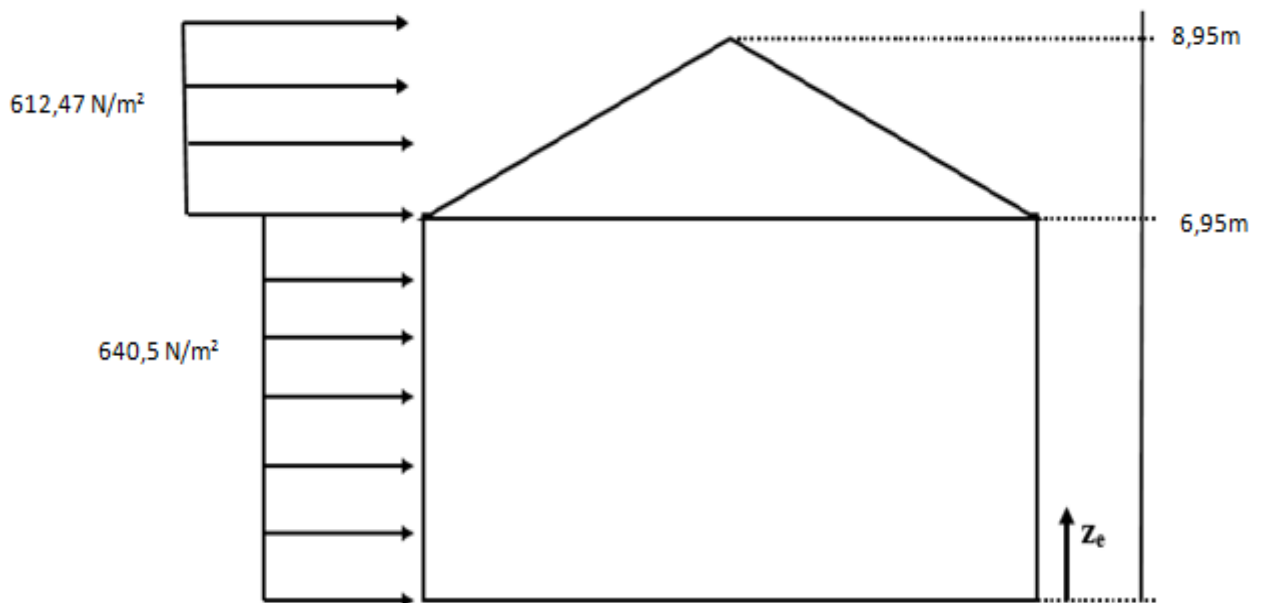


Figure II.5 : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur  $z_e$ .

II.3.2.2 Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  :

La détermination de coefficient de pression  $C_{pe}$  est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes : [R.N.V.99 p64]

- $C_{pe} = C_{pe1}$   $S \leq 1m$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$   $1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$   $S \geq 10m^2$

Tel que :

s: est la surface chargée de la paroi considérée en  $m^2$ .

**II.3.2.2.1 Vent perpendiculaire au long pan ( $V_1$ ):**

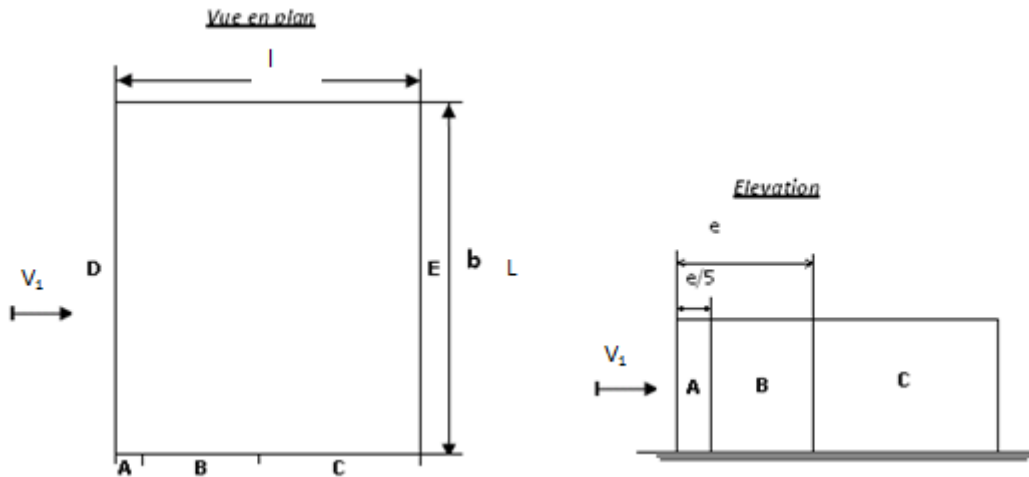
**II.3.2.2.1.1 pour les parois verticales:**

Pour cette direction du vent on a :  $L=60\text{ m}$ ,  $l=35,03\text{m}$ ,  $h=6,95\text{m}$

Et  $e = \min[L, 2h]=13,9\text{m} \rightarrow e=13,9\text{m}$ .

Et on a :  $l=35,03\text{m} > e=13,9\text{m}$ .

Donc on utilise la légende suivante : ..... [R.N.V.99 p64]



**Figure II.6:** légende pour les parois verticales

Tel que :  $A=e/5=13,9/5=2,78\text{m} \rightarrow A=2,78\text{m}$ .

$A+B=e \Rightarrow B=e-A=13,9-2,78=11,12\text{m} \rightarrow B=11,12\text{m}$ .

$C=l-e=35,03-13,9=21,13\text{m} \rightarrow C=21,13\text{m}$ .

et  $D = E = 60\text{m}$

➤ **Déterminations des surfaces:**

- $S_A=6,95 \times 2,78=19,32\text{m}^2 \rightarrow S_A=19,32\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .
- $S_B=6,95 \times 11,12=77,28\text{m}^2 \rightarrow S_B=77,28\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .
- $S_C=6,95 \times 21,13=146,85\text{m}^2 \rightarrow S_B=146,85\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .
- $S_D = S_E=6,95 \times 60=418,8\text{m}^2 \rightarrow S_B=418,8\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à  $10\text{m}^2$  donc la formule correspond est :

$$C_{Pe} = C_{pe10}$$

Et les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

les zones	A	B	C	D	E
C <sub>pe</sub>	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.1:C<sub>pe</sub> pour les parois verticales

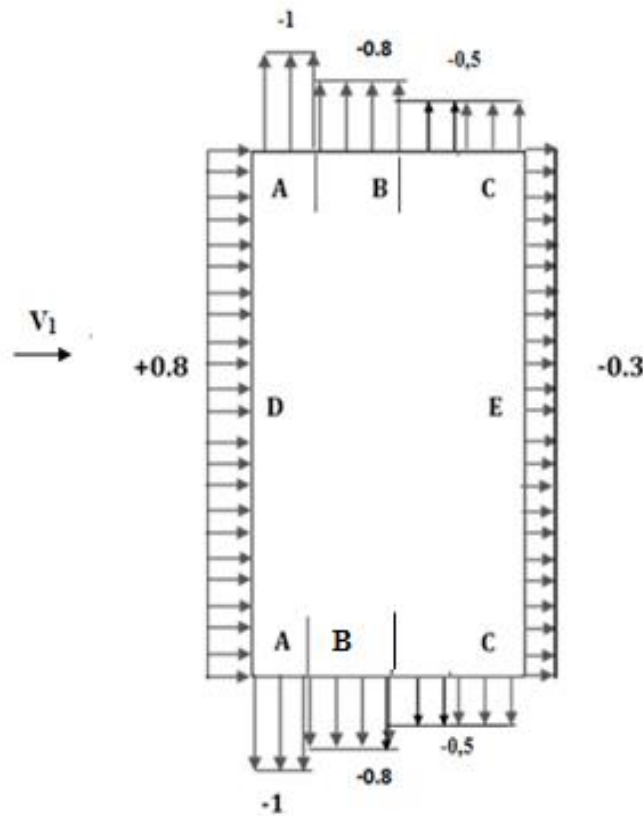


Figure II.7: valeurs des C<sub>pe</sub> pour les parois verticales

**II.3.2.2.1.2 pour la toiture :**

Pour cette direction du vent on à b=60m. h=8,95m.

et e=min [b, 2h]=17,9m →e=17,9m.

Donc on utilise la légende suivante : ..... [R.N.V.99 p69]

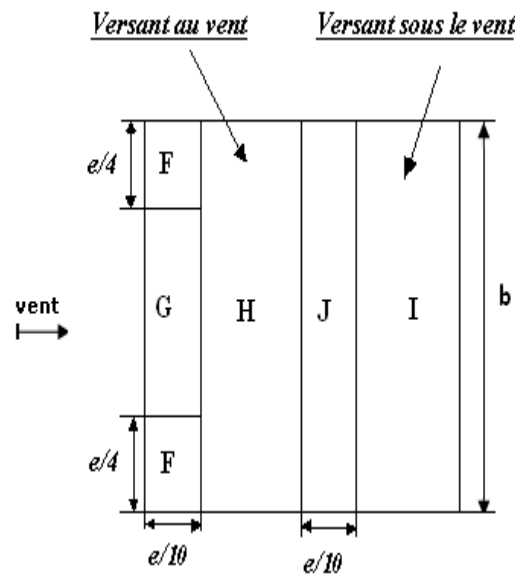


Figure II.8: légende pour les toitures

➤ **Déterminations des surfaces:**

- $S_F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{(17,9)^2}{40} = 8,01m^2 \rightarrow 1m^2 < S_F = 8,01m^2 < 10m^2.$
- $S_G = (b - 2 \times \frac{e}{4}) \times \frac{e}{10} = (60 - 2 \times \frac{17,9}{4}) \times \frac{17,9}{10} = 91,84m^2 \rightarrow S_G = 91,84m^2 > 10m^2.$
- $S_J = b \times \frac{e}{10} = 60 \times \frac{17,9}{10} = 107,84m^2 \rightarrow S_J = 107,84m^2 > 10m^2.$
- $S_H > 10m^2.$
- $S_I > 10m^2.$

On Remarque que  $S_F$  est bornée entre  $[1,10] m^2$  donc la formule correspondante est :

$$C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s).$$

Et les autre surfaces sont supérieur à  $10m^2$ , la formule est :  $C_{Pe} = C_{pe10}$ .

Mais dans notre cas on a l'angle de versant  $\alpha = 6,51^\circ$ , donc on doit faire une interpolation, et les résultats sont dans le tableau suivant :

Pente $\alpha$	F			G	H	I	J
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe	Cpe	Cpe	Cpe	Cpe
5°	-1,7	-2,5	/	-1,2	-0,6	-0,3	-0,3
6,51°	-1,58	-2,42	-1,66	-1,14	-0,55	-0,38	-0,89
15°	-0,9	-2	/	-0,8	-0,3	-0,4	-1

Tableau II.2 :  $C_{pe}$  pour la toiture

### II.3.2.2.2 Détermination de coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ :

Le coefficient de pression  $C_{pi}$  est on fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qu'il est défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad [\text{R.N.V.99 p78}]$$

Et dans notre cas on a une structure symétrique au deux coté (long pan et pignon).

#### II.3.2.2.2.1 Du coté de long pan :

On à 3 cas :

##### 1<sup>er</sup> cas : "Toutes les ouvertures sont fermées"

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p=0$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur  $C_{pi}$  à l'aide de la figure II.9 :

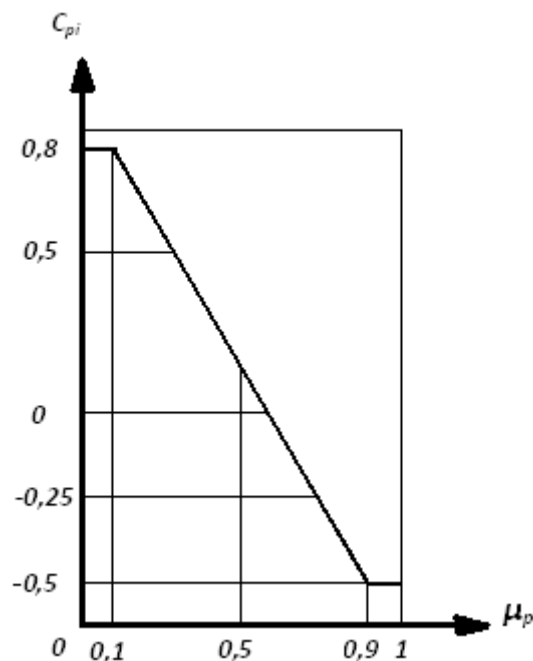


Figure II.9 :  $C_{pi}$  pour les bâtiments sans cloisons intérieures

Dans ce cas le  $C_{pi}$  est :  $C_{pi}=0,8$

- Détermination de la pression du vent  $Q_j$  :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) = C_d \times Q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

1. Dans la paroi verticale :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	$C_d$	$Q_{dyn}(z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [N/m <sup>2</sup> ]
A	0,86	612,4	-1	0,8	-1,8	-947,995
B	0,86	612,4	-0,8	0,8	-1,6	-842,662
C	0,86	612,4	-0,5	0,8	-1,3	-684,663
D	0,86	612,4	0,8	0,8	0	0
E	0,86	612,4	-0,3	0,8	-1,1	-579,330

Tableau II.3 : les pressions  $Q_j$  dans la paroi verticale

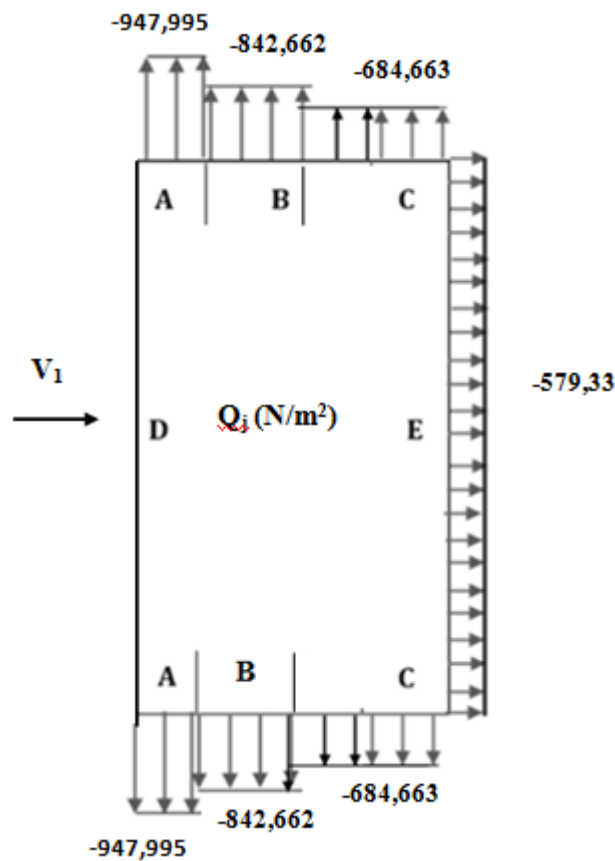


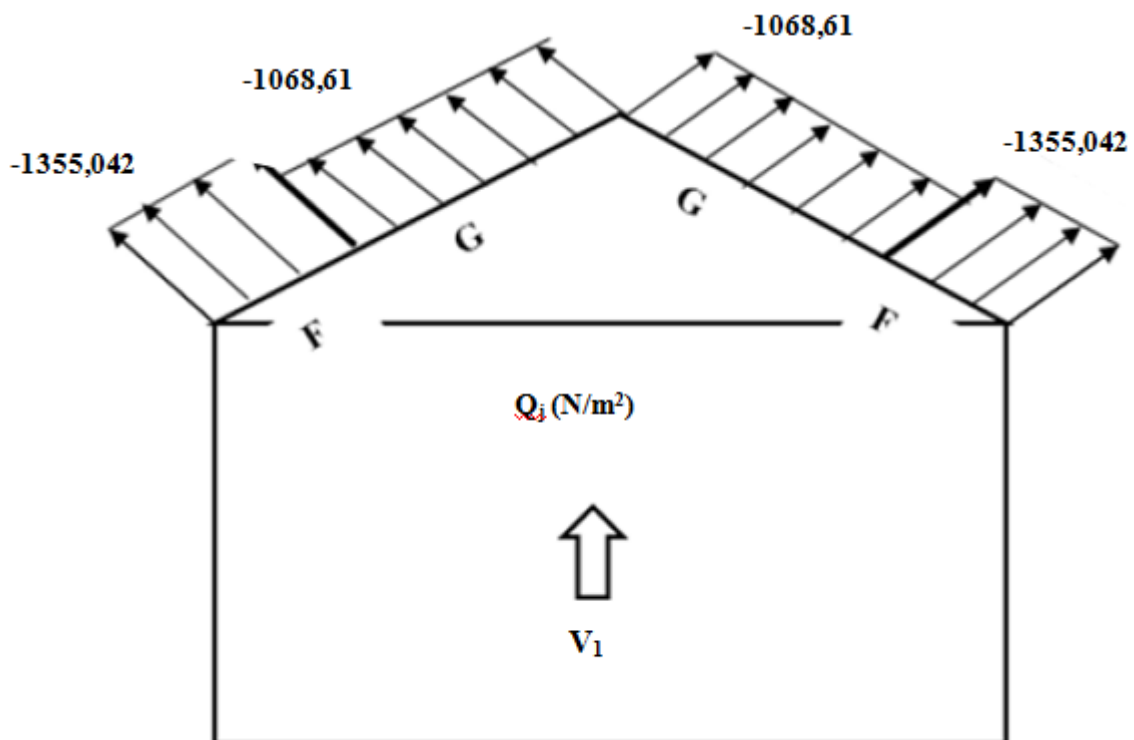
Figure II.10 : Valeurs des pressions  $Q_j$  dans la paroi verticale

## 2. Dans la toiture :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	$C_d$	$Q_{dyn}(z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [N/m <sup>2</sup> ]
F	0,86	640,5	-1,66	0,8	-2,46	-1355,042
G	0,86	640,5	-1,14	0,8	-1,94	-1068,610
H	0,86	640,5	-0,55	0,8	-1,35	-743,621
I	0,86	640,5	-0,38	0,8	-1,18	-649,979
J	0,86	640,5	-0,89	0,8	-1,69	-930,903

**Tableau II.4** : les pressions  $Q_j$  dans la toiture



**Figure II.11** : Valeurs des pressions  $Q_j$  dans la toiture

**2<sup>ème</sup> cas : "Un seul coté ouvert et l'autre fermée"**

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p=0,5$

Et à l'aide de la Fig. II.8, on peut déterminer le coefficient  $C_{pi}$  est :  $C_{pi}=0,125$  à ne pas considéré.

**3<sup>ème</sup> cas : "Toutes les ouvertures sont ouverts"**

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p=1$

Et à l'aide de la Figure II.9, on peut déterminer le coefficient  $C_{pi}$  est :  $C_{pi}= -0,5$

- **Détermination de la pression du vent  $Q_j$  :**

- 1. Dans la paroi verticale :**

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	$C_d$	$Q_{dyn}(z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [N/m <sup>2</sup> ]
A	0,86	612,4	-1	-0,5	-0,5	-263,332
B	0,86	612,4	-0,8	-0,5	-0,3	-157,999
C	0,86	612,4	-0,5	-0,5	0	0,000
D	0,86	612,4	0,8	-0,5	1,3	684,663
E	0,86	612,4	-0,3	-0,5	0,2	105,333

**Tableau II.5 :** les pressions  $Q_j$  dans la paroi verticale

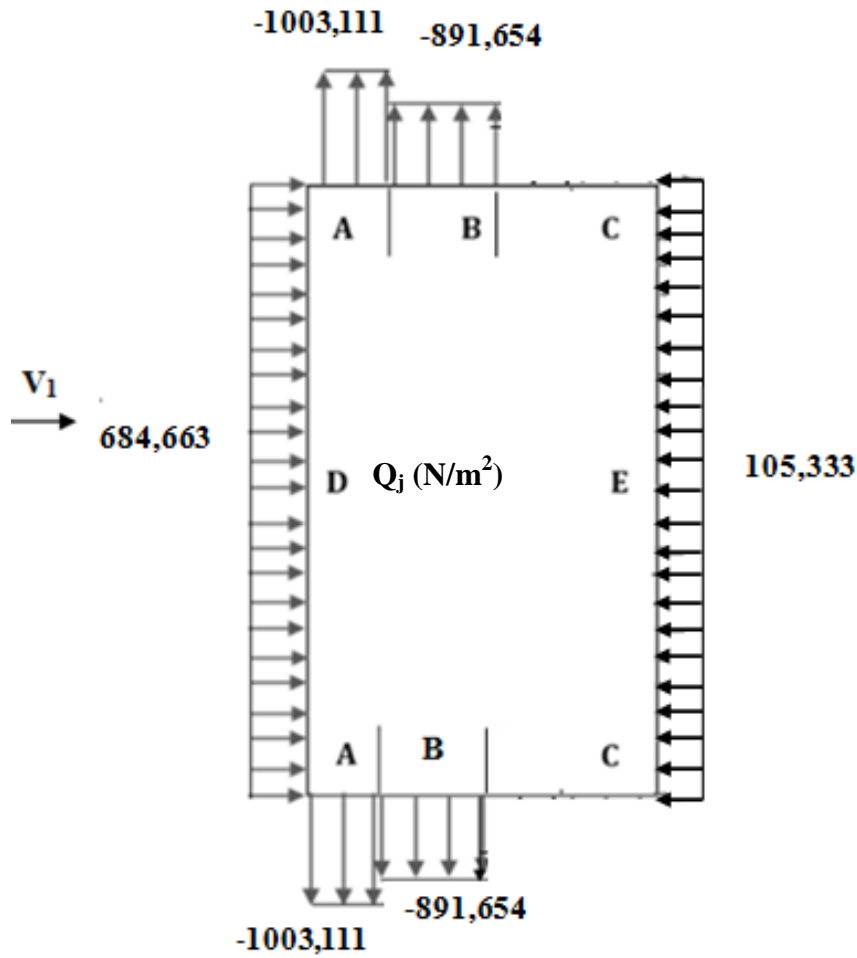


Figure II.12 : Valeurs des pressions  $Q_j$  dans la paroi verticale

2. Dans la toiture :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	$C_d$	$Q_{dyn}(z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [N/m <sup>2</sup> ]
F	0,86	640,5	-1,66	-0,5	-1,16	-638,963
G	0,86	640,5	-1,14	-0,5	-0,64	-352,531
H	0,86	640,5	-0,55	-0,5	-0,05	-27,542
I	0,86	640,5	-0,38	-0,5	0,12	66,100
J	0,86	640,5	-0,89	-0,5	-0,39	-214,824

Tableau II.6: les pressions  $Q_j$  dans la toiture

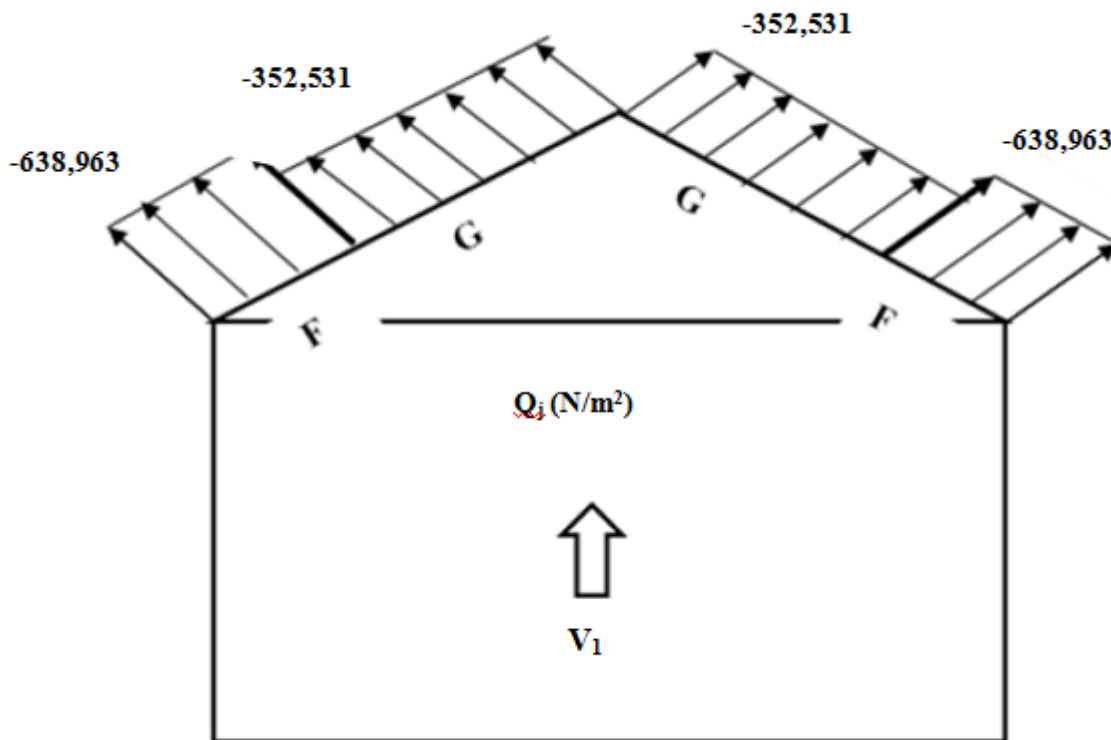


Figure II.13 : Valeurs des pressions  $Q_j$  dans la toiture

### II.3.2.3 Vent perpendiculaire au pignon ( $V_2$ ):

#### II.3.2.3.1 pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on a :  $b=35,03\text{m}$ ,  $d=60\text{m}$ ,  $h=6,95\text{m}$  et  $e=13,9\text{m}$ .

Et on a :  $d=60\text{m} > e=13,9\text{m}$ .

Donc on utilise la légende de Figure II.7 :

#### ➤ Détermination des surfaces :

- $S_A=6,95 \times 2,78=19,32\text{m}^2 \quad \rightarrow S_A=19,32\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .
- $S_B=6,95 \times 11,12=77,28\text{m}^2 \quad \rightarrow S_B=77,28\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .
- $S_C=6,95 \times 46,1=320,39\text{m}^2 \quad \rightarrow S_B=320,39\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .
- $S_D= S_E=6,95 \times 35,03=243,45\text{m}^2 \quad \rightarrow S_B=243,45\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à  $10\text{m}^2$  donc la formule est :  $C_{pe} = C_{pe10}$ .

Et les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

les zones	A	B	C	D	E
C <sub>pe</sub>	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.7 : C<sub>pe</sub> pour les parois verticales

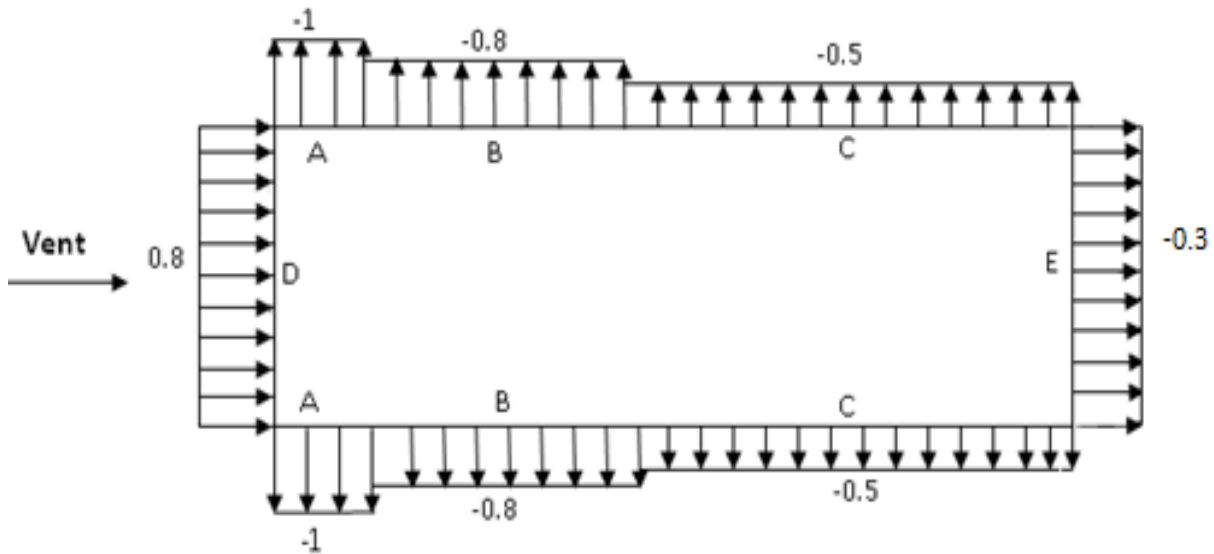


Fig II.14 : valeurs des C<sub>pe</sub> pour les parois verticales

II.3.2.3.2 pour la toiture :

Pour cette direction du vent on à b=35,03m. h=8,95m et e=17,9m.

Donc on utilise la légende suivante : ..... [R.N.V.99 p69]

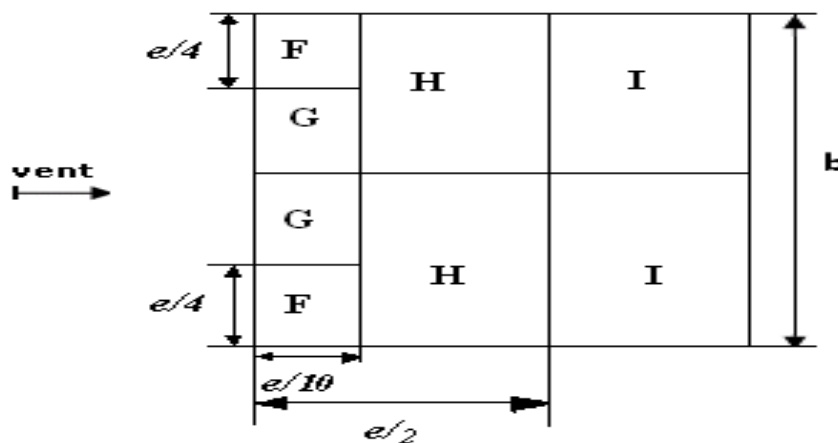


Figure II.15: légende pour les toitures

➤ **Détermination des surfaces:**

- $S_F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = (17,9)^2 / 40 = 8,01m^2 \quad \rightarrow 1m^2 < S_F = 8,01m^2 < 10m^2$
- $S_G = (b - 2 \times \frac{e}{10}) \times \frac{e}{10} = (35,03 - 2 \times \frac{17,9}{10}) \times \frac{17,9}{10} = 46,69m^2 \quad \rightarrow S_G = 46,69m^2 > 10m^2$
- $S_H = \frac{e}{10} [(b - 2 \times \frac{e}{4}) \times \frac{1}{2} + \frac{e}{4}] = 156,56m^2 \quad \rightarrow S_H = 156,56m^2 > 10m^2$
- $S_I > 10m^2$

On Remarque que  $S_F$  est bornée entre  $[1,10] m^2$  donc la formule est :

$$C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$$

Et les autre surfaces sont supérieur à  $10m^2$ , la formule est :  $C_{Pe} = C_{pe10}$

Mais dans notre cas on a l'angle de versant  $\alpha = 6,51^\circ$ , donc on doit faire une interpolation, et les résultats sont dans le tableau suivant :

Pente $\alpha$	F			G	H	I
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
5°	-1,6	-2,2	/	-1,3	-0,7	-0,5
6,51°	-1,55	-2,17	-1,61	-1,3	-0,68	-0,5
15°	-1,3	-2	/	-1,3	-0,3	-0,5

**Tableau II.8:**  $C_{pe}$  pour la toiture

**II.3.2.3.3 Détermination de coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Le coefficient de pression  $C_{pi}$  est on fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qu'il est défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad [R.N.V.99 p78]$$

Et dans notre cas on a une structure symétrique au deux coté (long pan et pignon).

**II.3.2.3.3.1 Du coté de pignon :**

On a aussi 3 cas :

**1<sup>er</sup> cas : "Toutes les ouvertures sont fermées"**

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p=0$

Et à l'aide de la Fig. II.8, on peut déterminer le coefficient  $C_{pi}$  est :  $C_{pi}=0,8$

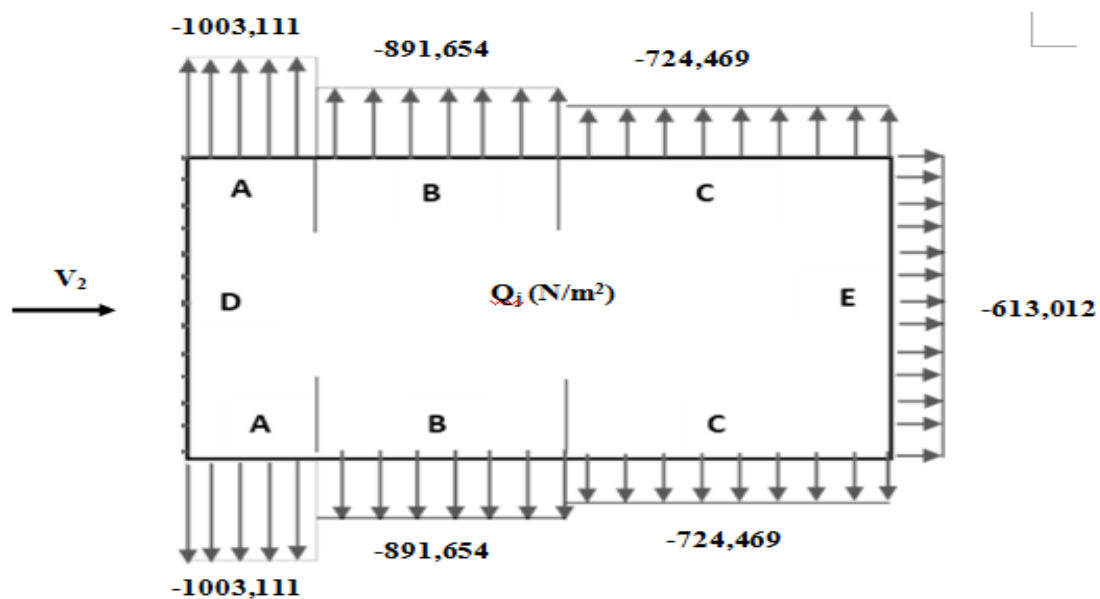
- **Détermination de la pression du vent  $Q_j$  :**

**1. Dans la paroi verticale :**

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	$C_d$	$Q_{dyn}(z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [N/m <sup>2</sup> ]
A	0,91	612,4	-1	0,8	-1,8	-1003,111
B	0,91	612,4	-0,8	0,8	-1,6	-891,654
C	0,91	612,4	-0,5	0,8	-1,3	-724,469
D	0,91	612,4	0,8	0,8	0	0,000
E	0,91	612,4	-0,3	0,8	-1,1	-613,012

**Tableau II 9:** les pressions  $Q_j$  dans la paroi verticale



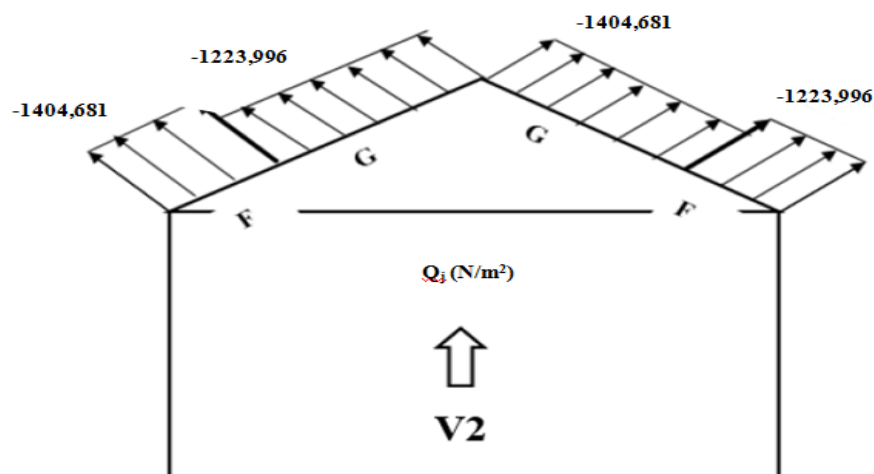
**Figure II.16 :** Valeurs des pressions  $Q_j$  dans la paroi verticale

## 2. Dans la toiture :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	$C_d$	$Q_{dyn}(z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [N/m <sup>2</sup> ]
<b>F</b>	0,91	640,5	-1,61	0,8	-2,41	-1404,681
<b>G</b>	0,91	640,5	-1,3	0,8	-2,1	-1223,996
<b>H</b>	0,91	640,5	-0,68	0,8	-1,48	-862,625
<b>I</b>	0,91	640,5	-0,5	0,8	-1,3	-757,712

**Tableau II.10:** les pressions  $Q_j$  dans la toiture



**Figure II.17 :** Valeurs des pressions  $Q_j$  dans la toiture

### 2<sup>ème</sup> cas : "Un seul coté ouvert et l'autre fermée"

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p=0,5$

Et à l'aide de la Fig. II.8, on peut déterminer le coefficient  $C_{pi}$  est :  $C_{pi}=0,125$  à ne pas considérer.

### 3<sup>ème</sup> cas : "Toutes les ouvertures sont ouverts"

L'indice de perméabilité est :  $\mu_p=1$

Et à l'aide de la Figure II.9, on peut déterminer le coefficient  $C_{pi}$  est :  $C_{pi}= -0,5$

- Détermination de la pression du vent  $Q_j$  :

1. Dans la paroi verticale :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	$C_d$	$Q_{dyn}(z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [N/m <sup>2</sup> ]
A	0,91	612,4	-1	-0,5	-0,5	-278,642
B	0,91	612,4	-0,8	-0,5	-0,3	-167,185
C	0,91	612,4	-0,5	-0,5	0	0,000
D	0,91	612,4	0,8	-0,5	1,3	724,469
E	0,91	612,4	-0,3	-0,5	0,2	111,457

Tableau II 11: les pressions  $Q_j$  dans la paroi verticale

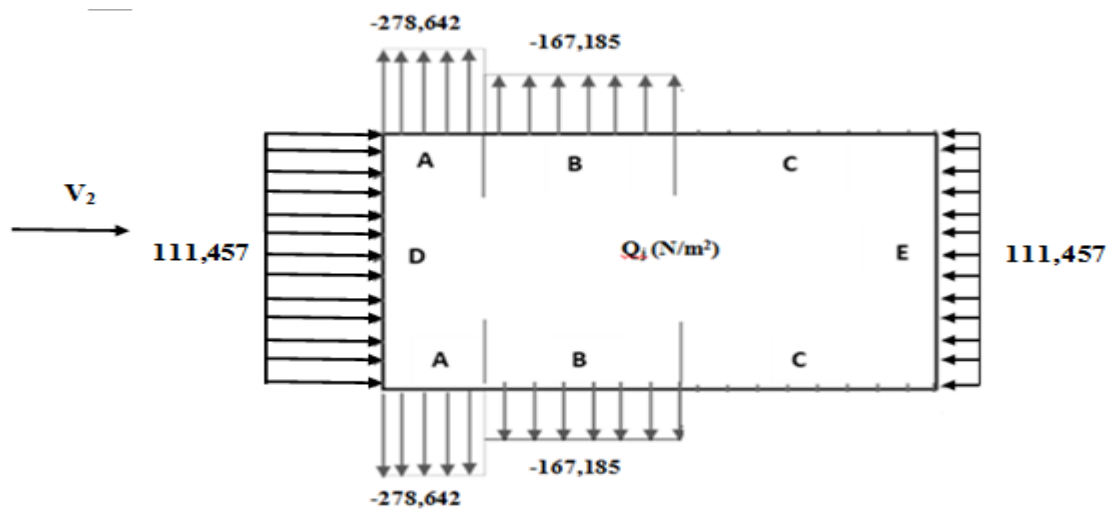


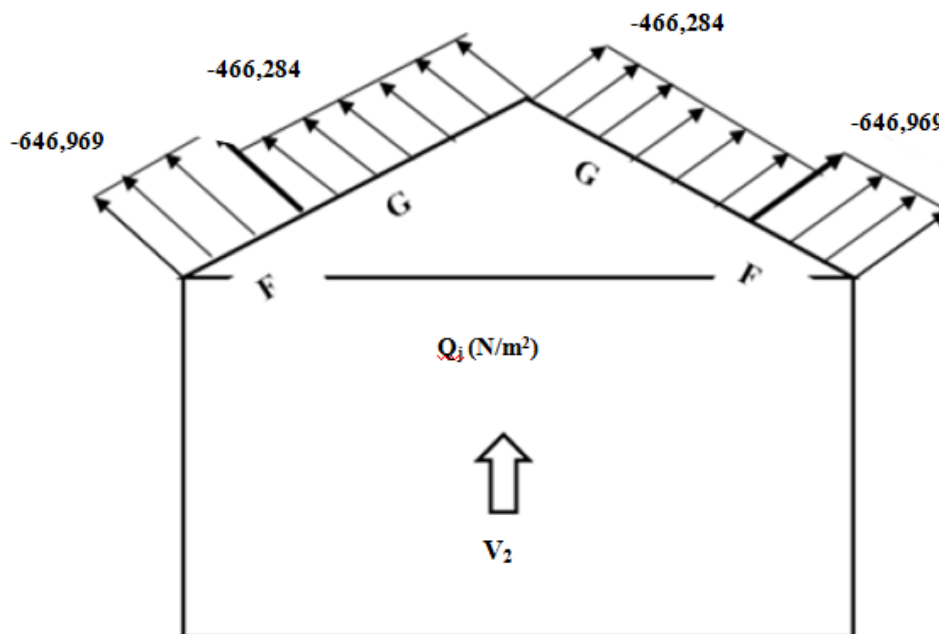
Figure II.18 : Valeurs des pressions  $Q_j$  dans la paroi verticale

**2. Dans la toiture :**

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Zone	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn(zj)</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> -C <sub>pi</sub>	Q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
F	0,91	640,5	-1,61	-0,5	-1,11	-646,969
G	0,91	640,5	-1,3	-0,5	-0,8	-466,284
H	0,91	640,5	-0,68	-0,5	-0,18	-104,914
I	0,91	640,5	-0,5	-0,5	0	0,000

**Tableau II.12:** les pressions Q<sub>j</sub> dans la toiture



**Figure II.19 :** Valeurs des pressions Q<sub>j</sub> dans la toiture

**II.3.3 Détermination de la force de frottement :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent :

$$F_{fr} = \sum (Q_{dyn} \times C_{frj} \times S_{frj})$$

Avec : C<sub>fr,j</sub> : le coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

$S_{fr,j}$  : l'aire de l'élément de surface j.

On a un état de surface très rugueux (nervures) alors  $C_{fr,j}=0,04$ .

- **Vent perpendiculaire au pignon :**

On a :  $d=60\text{m}$  ;  $b=35,03\text{m}$  ;  $h=8,95\text{m}$ .

$$\frac{d}{b} = \frac{60}{35,03} = 1,71 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{60}{8,95} = 6,70 > 3$$

L'une des conditions n'est pas satisfaite donc la force du frottement existe.

- **Paroi vertical :**

$$F_{fr} = 61,24 \times 0,04 \times (60 \times 2 \times 6,95) = 2042,96 \text{ daN.}$$

- **Toiture :**

$$F_{fr} = 64,05 \times 0,04 \times (60 \times 2 \times 17,62) = 5417,09 \text{ daN.}$$

La force de frottement est :

$$F_{fr,t} = 2042,96 + 5417,09 = 7460,05 \text{ daN.}$$

## II.4 Conclusion :

L'étude climatique de notre ouvrage nous a permis de déterminer tous les efforts agissants sur la structure (efforts du vent, et de la neige) et ensuite les intégrer pour le dimensionnement des éléments principales et secondaires.

# **Chapitre III**

## **Pré-dimensionnement des éléments**

## INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va traiter le calcul des éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements.

Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs, Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'Eurocode 03 et de l'ouvrage de (Mr DAHMANI).

### III.1 Les pannes :

Les pannes sont des éléments de profile laminée qui ont pour rôle de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatique, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle  $\alpha$  et elles sont réalisées soit en profile en I ou en U.

Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatique.

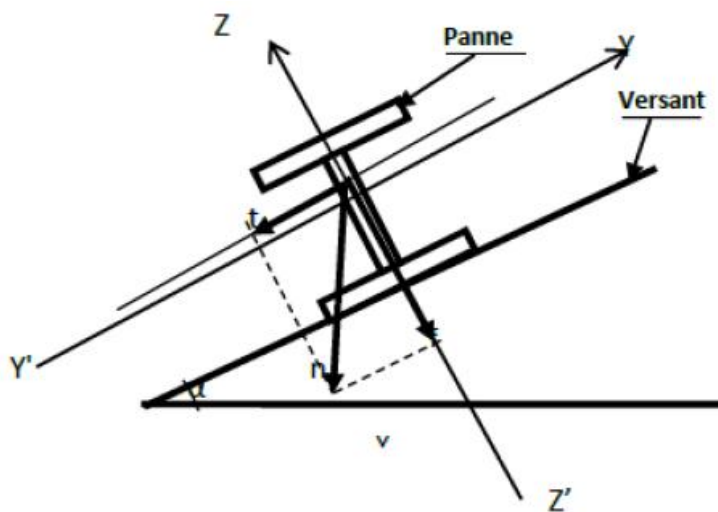


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

#### III.1.1 Dimensionnement des pannes:

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L=6m$ , et avec des liernes à mi portée selon l'axe  $yy'$ .
- Le porté entre axe des pannes  $e=1,47m$  (espace entre 2 panne).
- On dispose de 13 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est  $\alpha=6,51^\circ$ .
- Les pannes sont en acier S235.

→  $f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier)

→  $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

### III.1.2 Principe de dimensionnement :

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle  $\alpha$ , qui est égale à la pente des versants de la toiture.

Elles sont en effet soumises à :

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué a son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante  $f$  parallèle à l'âme de la panne et une autre composante  $t$  parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Aux conditions de déversement (ELU : déversement) ;
- Aux conditions de la flèche (ELS).

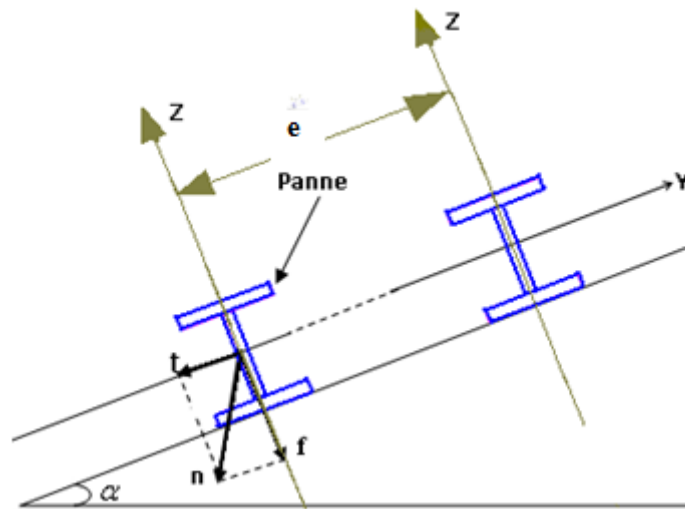


Figure III.2 : Orientation des charges sur les pannes.

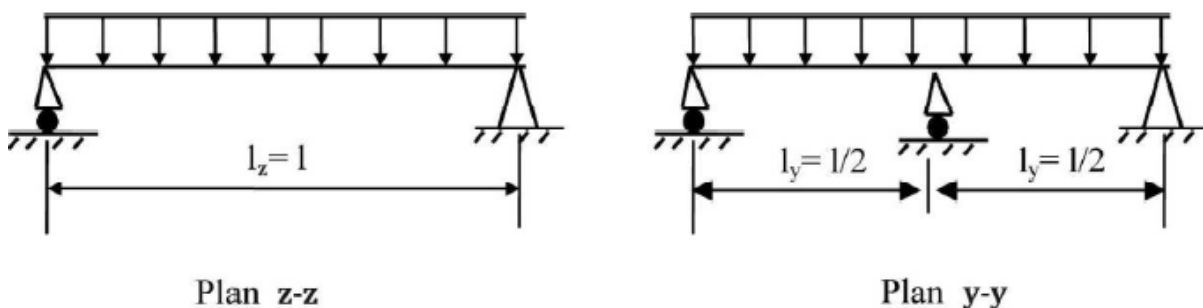


Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

**III.1.3 Evaluation des charges et surcharges:**

Pour bien évaluer les charges, on va d’abord déterminer la section de profile :

➤ **Détermination de la section de la panne :**

**a) Les charges variables :**

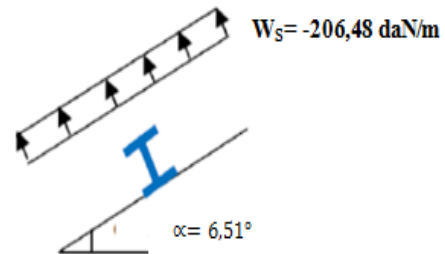
**1) Surcharges du vent (V) :**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement)

$W_s = -140.464 \text{ daN/m}^2$ .....(chapitre II, tableau II.12).

$W_s = -140.464 \times 1.47$

$W_s = -206.48 \text{ daN/ml}$



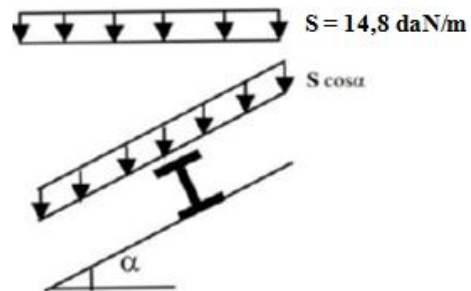
**Figure III.4 :** Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

**2) Surcharge de la neige :**

La surcharge de neige est en fonction de site d’implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$S_n = 14,8 \text{ daN/m}^2$ .....(chapitre II. étude de la neige).

$S_n = 14,8 \times 1,47 \cos 6,51^\circ = 21.61 \text{ daN/ml}$



**Figure III.5 :** Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.

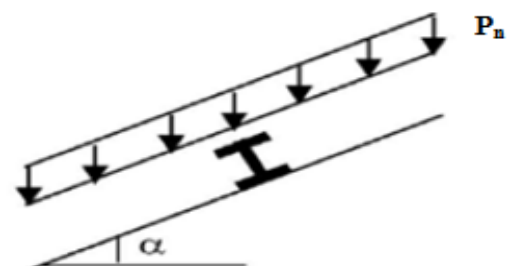
**3) Surcharges d’entretien (P<sub>n</sub>) :**

D’après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° on prend comme charge minimale 60kg/m<sup>2</sup> de la surface de la couverture.

$P_n = 60 \text{ daN/m}^2$

$P_n = 60 \times 1.47$

$P_n = 88,2 \text{ daN/ml}$



**Figure III. 6 :** Schéma statique des surcharges d’entretien P<sub>n</sub> sur les pannes.

b) Les charges permanentes G : (sauf P<sub>profile</sub>)

- poids de T.N40 :  $G_1=11,7\text{daN/m}^2$
- poids de l'accessoire :  $G_2=3\text{daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2) \times e = (11,7 + 3) \times 1,47 = 21,61 \text{ daN/m}$$

$$G = 21,61 \text{ daN/m}$$

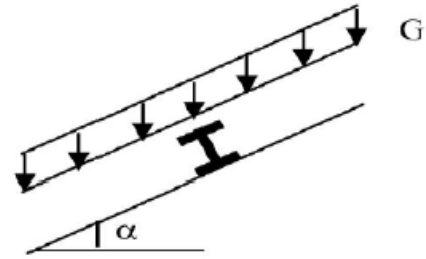


Figure III. 7: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

c) Combinaison des charges :(ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables :

$$yy' : \rightarrow G \cos \alpha + 0,9 \times (S_n \cos \alpha + P_n \cos \alpha) = 21,61 \cos 6,51 + 0,9(21,61 \cos 6,51 + 88,2 \cos 6,51) = 119,66 \text{ daN/m.}$$

$$zz' \rightarrow G \sin \alpha - W_s = 21,61 \sin 6,51 - 206,48 = -204,03 \text{ daN/m.}$$

Pré dimensionnement des pannes :

Dans notre cas on a une poutre posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc

la flèche est :  $f = \frac{5ql^4}{384EI}$  et la flèche admissible :  $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$$\square f_y = \frac{5q_y l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200} \Leftrightarrow I_y \geq \frac{1000q_y l^3}{384E} = \frac{1000 \times 204,03 \times 6^3}{384 \times 21 \cdot 10^9} = 546,51 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I_y \geq 546,51 \text{ cm}^4.$$

$$\square f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_z} \leq \frac{l/2}{200} \Leftrightarrow I_z \geq \frac{1000q_z (l/2)^3}{384E} = \frac{1000 \times 119,66 \times 3^3}{384 \times 21 \times 10^9} = 40 \times 10^{-8} \text{ m}^4.$$

$$\rightarrow I_z \geq 40 \text{ cm}^4.$$

Donc le profile qui correspond est IPE160

Les caractéristiques et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

h(mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r(mm)	d(mm)	G(Kg/m)
160	82	5	7,4	9	127,2	15,8
A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
20,1	869,3	6,58	123,9	68,28	1,84	26,1

Tableau III.1 : Caractéristique et dimension de IPE160

➤ **Evaluation des charges:**

**Les charges permanentes :**

- poids de T.N40  $\rightarrow G_1=11,7\text{daN/m}^2$
- poids de l'accessoire  $\rightarrow G_2=3\text{daN/m}^2$
- poids propre de l'IPE160  $\rightarrow G_3=15,8\text{daN/m}$

$$G = (G_1+G_2) \times d + G_3 = (11,7+3) \times 1,47 + 15,8 = 37,41\text{daN/m} \quad \rightarrow G=37,41\text{daN/m}$$

**III.1.4 Combinaison des charges:**

**à l'ELU:**

- $\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q \dots \dots$  pour une action variable la plus défavorable.
- $\Sigma \gamma_G \cdot G + 0,9 \Sigma \gamma_Q \cdot Q \dots \dots$  pour plusieurs actions variables la plus défavorable.

➤ **suivant yy':**

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot P_n = 182,80 \text{ daN/m.}$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S_n = 82,91 \text{ daN/m.}$$

La plus défavorable est:  $Q_z = 182,80\text{daN/m}$

➤ **suivant zz':**

$$1,35 \cdot G \cos 6,51^\circ + 1,5 \cdot P_n \cos 6,51^\circ = 181,62 \text{ daN/m.}$$

$$1,35 G \cos \alpha + 1,5 \cdot S_n \cos \alpha = 82,38 \text{ daN/m.}$$

$$G \cos \alpha - 1,5 W_s = - 272,55 \text{ daN/m.}$$

La plus défavorable est:  $Q_y = - 272,55 \text{ daN/m.}$

III.1.5 Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU) :

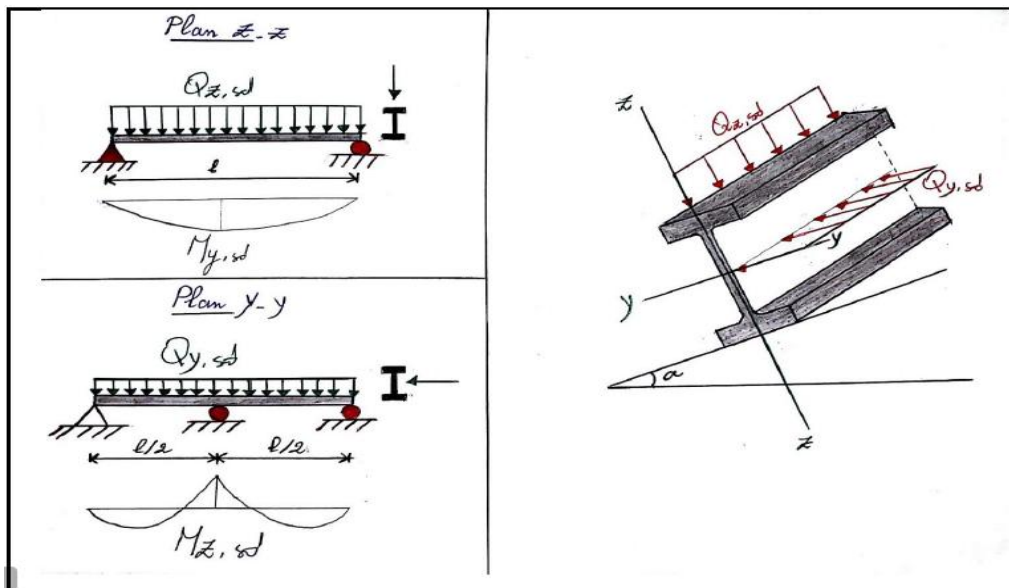


Figure III.8 : Panne de toiture en flexion.

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ..... [EC.3 p163]

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

avec :  $\alpha=2, \beta=1$  ..... pour les profile en I.

et :  $M_{sd} = \frac{n.l^2}{8}$

tel que :  $M_{y.sd} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{182,80 \times 6^2}{8} = 822,6 \text{ daN.m.}$

$M_{y.sd} = 822,6 \text{ daN.m}$

$M_{z.sd} = \frac{Q_y \times (l/2)^2}{8} = \frac{272,55 \times (6/2)^2}{8} = 306,61 \text{ daN.m}$

$M_{z.sd} = 306,61 \text{ daN.m}$

et :  $M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$

Pour déterminer  $\gamma_{M_0}$  on doit déterminer la classe du profile.

➤ Détermination de la classe de profile:

• Âme :  $\frac{d}{t_w} = \frac{127,3}{5} = 25,44 \leq 72\epsilon = 72 \rightarrow \hat{\text{Ame de classe 1}}$

$$\text{et : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \varepsilon = 1$$

- **Semelle :**  $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{41}{7,4} = 5,54 \leq 10\varepsilon = 10$

→ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1 →  $\gamma_{M0} = 1$

$$M_{pl.y,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123,9 \times 23,5}{1} = 2911,65 \text{ daN.m}$$

→  $M_{pl,y,rd} = 2911,65 \text{ daN.m}$

$$M_{pl.z,rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,1 \times 23,5}{1} = 613,35 \text{ daN.m}$$

→  $M_{pl,z,rd} = 613,35 \text{ daN.m}$

Et la condition sera :

$$\left( \frac{822,6^2}{2911,65^2} \right) + \left( \frac{306,61}{613,35} \right) = 0,58 < 1$$

→ Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

### III.1.6 Vérification de la flèche: (ELS)

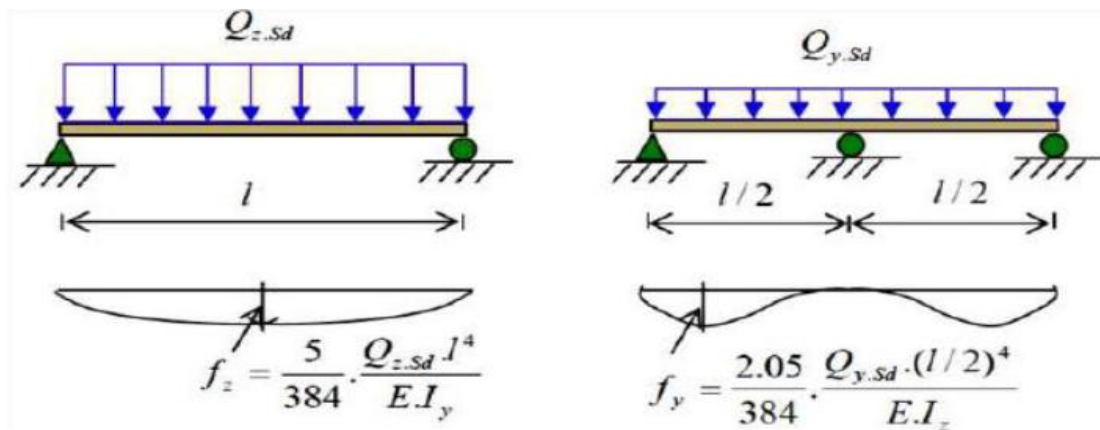


Figure III.9 : Vérification de la flèche.

$$f_z = \frac{5 \times Q_{z.sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 182,80 \times 6^4}{384 \times 210 \times 869,3} = 1,68 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \mathbf{f_z \text{ est vérifié.}}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times Q_{y.sd} \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 272,55 \times 3^4}{384 \times 210 \times 68,28} = 0,82 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \mathbf{f_y \text{ est vérifié}}$$

$$f_{\max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{0,82^2 + 1,68^2} = 1,87\text{cm} < f_{\text{ad}} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

### III.1.7 Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \text{ et } V_{y, sd} \leq V_{ply, rd} \quad \dots\dots\dots [\text{EC.3 p158}]$$

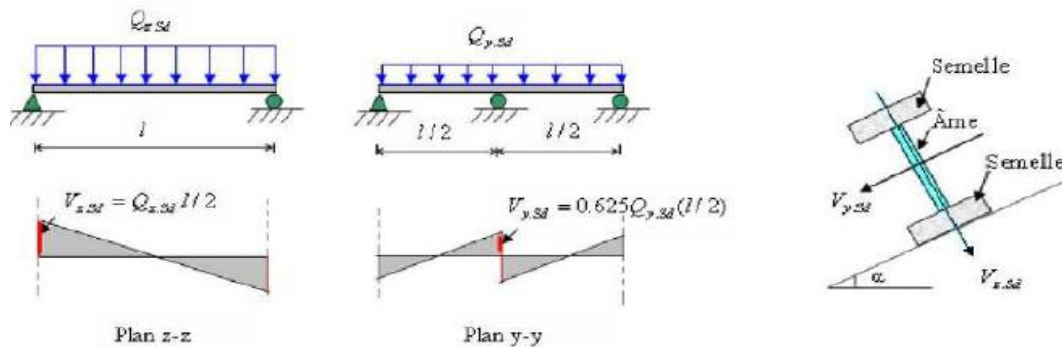


Figure III.10 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, Rd} \implies V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} \text{ et } V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$V_{y, sd} \leq V_{ply, Rd} \implies V_{y, sd} = 0.625 Q_{y, sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

**V<sub>y, sd</sub>** : Effort tranchant dans le plan des semelles.

**V<sub>z, sd</sub>** : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

**V<sub>ply, Rd</sub>** : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

**V<sub>plz, Rd</sub>** : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

**Avz et Avy**: Aire de cisaillement (profilé IPE160) en cm<sup>2</sup>

: facteur de résistance en section ( $\gamma M_0 = 1.1$ )

: limite d'élasticité d'acier ( $f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$ )

$$V_{z, sd} = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{182,80 \times 6}{2} = 548,4 \text{ daN.}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) = 0,625 \times 272,55 \times (6/2) = 255,51 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{9.66 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{13121.96}{1.1} = 11929.05 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{10.44 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{14181.5}{1.1} = 12892.27 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 548.4 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 11929.05 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{y.sd} = 255.51 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 12892.27 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### III.1.8 Vérification au moment fléchissant:(déversement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd,max} \leq M_{b,rd} \dots\dots\dots [\text{EC.3 p176}]$$

- $M_{sd,max} = M_{y.sd} = 822,6 \text{ daN.m}$
- $M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}}$

Avec :  $\beta_w = 1 \rightarrow$  Section de classe 1 et :  $\gamma_1 = 1,1$

$$\text{et : } \chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left( \varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0,5}}, \varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \left( \bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0,21 \rightarrow$  pour les profile laminés

$$\bar{\lambda}_{LT} \text{ c'est l'élancement de diversement } \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w} \dots\dots [\text{EC.3 p423-F.12}]$$

$$\text{avec : } \lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \rightarrow \lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0,25}} \dots\dots\dots [\text{EC.3 p424-F.21}]$$

$$\text{avec : } C_1 = 1,132$$

$$\text{donc : } \lambda_{LT} = \frac{3000/18,4}{\sqrt{1,132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{3000/18,4}{160/7,4} \right)^2 \right]^{0,25}} = 109,45 \rightarrow \lambda_{LT} = \mathbf{109,45}$$

$$\text{et : } \bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{109,45}{93,9} \right) \cdot \sqrt{I} = 1,04 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,04 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de diversement}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21(1,16 - 0,2) + 1,16^2 \right] = 1,27 \rightarrow \varphi_{LT} = \mathbf{1,27}$$

$$\text{et : } \chi_{LT} = \frac{1}{1,27 + (1,27^2 - 1,16^2)^{0,5}} = 0,56 \rightarrow \chi_{LT} = \mathbf{0,56}$$

$$\text{donc : } M_{b,rd} = \frac{0,56 \cdot 1.123,9.23,5}{1,1} = 1482,22 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{b,rd} = \mathbf{14822,22 \text{ daN.m}}$$

$M_{sd,max} = 822,6 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 14822,22 \text{ daN.m}$  donc la condition est vérifiée

### III.1.9 Calcul des liernes des pannes:

#### III.1.9.1 Calcul de la réaction R :

On a la charge non pondérée qui est suivant yy' :  $T = 96,35 \text{ daN/m}$

$$R = 1,25 \times \frac{Q_y \times l}{2} = 1,25 \times \frac{96,35 \times 6}{2} = 361,31 \text{ daN} \rightarrow R = \mathbf{361,31 \text{ daN}}$$

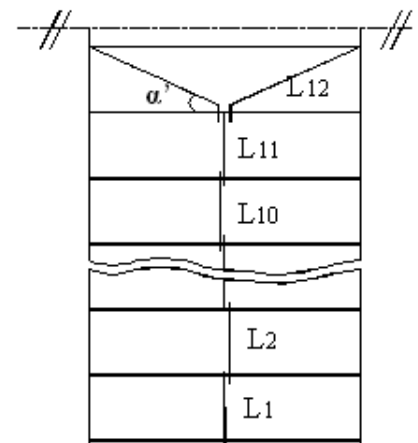


Figure III.11 : disposition des liernes.

#### III.1.9.2 Calcul les efforts de traction $T_i$ :

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne  $L_i$  sont dans le tableau suivant :

$$\text{et : } tg \alpha' = \frac{l/2}{d} = \frac{3}{1,35} = 2,22 \rightarrow \alpha' = \mathbf{65,77^\circ}$$

$$\text{Lierne N°1 : } T_1 = \frac{R}{2} = 180,65 \text{ daN.}$$

$$\text{Lierne N°2 : } T_2 = T_1 + R = 541,96 \text{ daN.}$$

$$\text{Lierne N°3 : } T_3 = T_2 + R = 903,27 \text{ daN.}$$

$$\text{Lierne N°4 : } T_4 = T_3 + R = 1264,58 \text{ daN.}$$

**Lierne N°5 :**  $T_5 = T_4 + R = 1625,89\text{daN.}$

**Lierne N°6 :**  $T_6 = T_5 + R = 1987,2\text{daN.}$

**Lierne N°7 :**  $T_7 = T_6 + R = 2348,51\text{daN.}$

**Lierne N°8 :**  $T_8 = T_7 + R = 2709,82\text{daN.}$

**Lierne N°9 :**  $T_9 = T_8 + R = 3071,13\text{daN.}$

**Lierne N°10 :**  $T_{10} = T_9 + R = 3432,44\text{daN.}$

**Lierne N°11 :**  $T_{11} = T_{10} + R = 3793,75\text{daN.}$

**Lierne N°12 :**  $T_{12} = T_{11} + R = 4155,06\text{daN.}$

### III.1.9.3 Détermination du diamètre du rond :

$$A \geq \frac{T_{\max}}{f_y} = \frac{4155,06}{23,5} = 176,81\text{mm}^2 \rightarrow A \geq 176,81\text{mm}^2$$

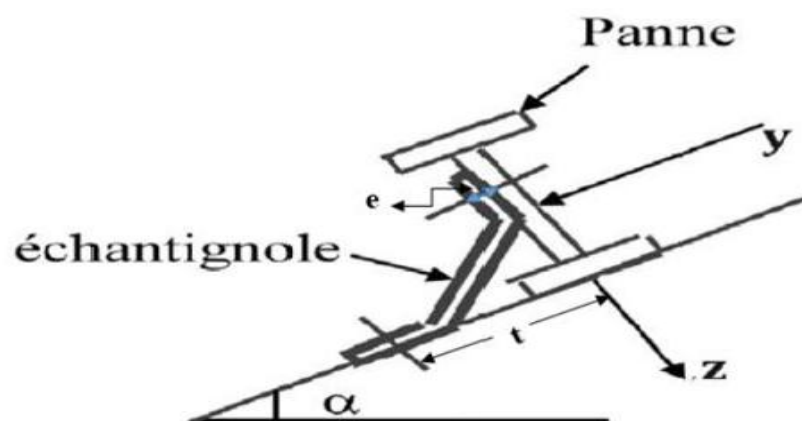
$$\text{et : } D \geq \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 176,81}{3,14}} = 15,01\text{mm} \rightarrow D \geq 15,01\text{mm}$$

Donc il faut prendre un rond de **D=16mm**

### III.1.10 Etude de l'échantignole :

#### III.1.10.1 Définition :

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.



**Figure III.12:** Disposition de l'échantignole.

**III.1.10.2 Calcul des charges revenant à l'échantignole:** (D'après le livre de M. Dahmani)

- Effort de soulèvement :

$$Q_z, sd = G \times \cos(\alpha) - 1.5W_s = - 272.55 \text{ daN/ml.}$$

- Effort suivant rampant :

$$Q_y, sd = 1.35G \times \sin(\alpha) = +5.72 \text{ daN/ml.}$$

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

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

Pour un **IPE 160** :  $b = 8.2\text{cm}$

$$8.2 \leq t \leq 12.3 \text{ on adopte } e = \mathbf{11\text{cm}}$$

- **Echantignole de rive :**

$$R_z = Q_z, sd \times (l/2) = 817,65 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_y, sd \times (l/2) = 17,16 \text{ daN}$$

- **Echantignole intermédiaire :**

$$R_z = 2 R_z = 1635.3 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 R_y = 34,32 \text{ daN}$$

**III.1.10.3 Calcul du moment de renversement :**

$$M_R = R_z \times t + R_y \times (h/2) = 18141,88 \text{ daN.cm} = 181,41 \text{ daN.m.}$$

**III.1.10.4 Dimensionnement de l'échantignole :**

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{el,Rd}$$

$$M_R = M_{sd} \dots \dots \dots \text{(le moment sollicitant)}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times \gamma_{M0}}{f_y} \dots \dots \dots \text{(le moment de résistance élastique de la section)}$$

**III.1.10.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :**

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} = \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{18141,88 \times 1,1}{2350} = 8,49 \text{ cm}^2.$$

$$W_{el} \geq \frac{b \times e^2}{6} \text{ (Pour une section rectangulaire)}$$

La largeur de l'échantignole est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignole

$$b = 170 \text{ mm.}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 8,49}{17}} = 1,73 \text{ cm } e \approx \mathbf{1,80 \text{ cm.}}$$

### III.2 les lisses de bardage :

Les lisses sont des éléments de profile laminé qui sont constitué de poutrelle en U, ils sont disposé horizontalement, ils portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, ils sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et ils sont calculés pour pouvoir résister au poids de la couverture, leur poids propre et les surcharges climatiques.

#### III.2.1 Dimensionnement des lisses:

- Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :
  - $L=6\text{m}$  sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe  $yy'$ .
  - $L=5,58\text{m}$  sur le pignon, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe  $yy'$ .
- Le porté entre axe des lisses  $e=1,35\text{m}$  (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 6 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les lisses sont en acier S235.

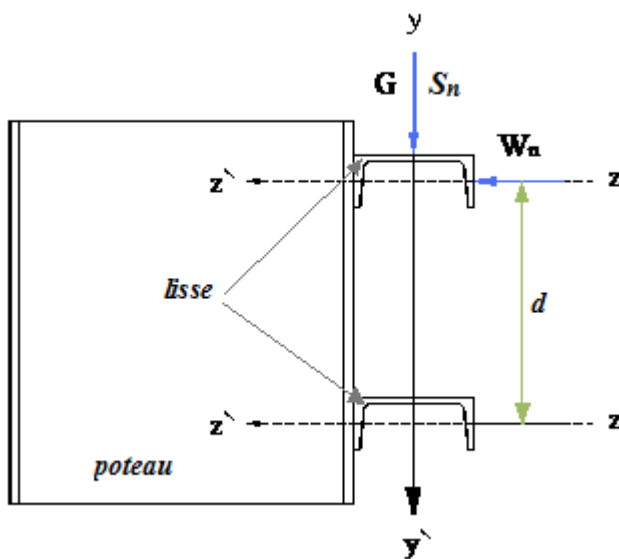


Figure III.13 : disposition des lisses

### III.2.2 Evaluation des charges:

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section du profile :

➤ **Détermination de la section de la lisse :**

a) **Les charges variables :**

❖ **Le vent : (soulèvement)**

Sur le long pan:

$$W_{S,L} = Q_{j,L} \times e = -947,99 \times 1,35 = -1279,78 \text{ N/m} \quad \rightarrow \mathbf{W_{S,L} = -127,98 \text{ daN/m}}$$

Sur le pignon:

$$W_{S,P} = Q_{j,P} \times e = -1003,11 \times 1,35 = -1354,20 \text{ N/m} \quad \rightarrow \mathbf{W_{S,P} = -135,42 \text{ daN/m}}$$

b) **Les charges permanentes : (sauf  $P_{\text{profile}}$ )**

- poids de T.N40  $\rightarrow \mathbf{G_1 = 11,7 \text{ daN/m}^2}$
  - poids de l'accessoire  $\rightarrow \mathbf{G_2 = 3 \text{ daN/m}^2}$
- $$G = (G_1 + G_2) \times e = (11,7 + 3) \times 1,35 = 19,84 \text{ daN/m} \quad \rightarrow \mathbf{G = 19,84 \text{ daN/m}}$$

c) **Combinaison des charges :(ELS)**

On prend les combinaisons les plus défavorables:

$$yy': G = 19,84 \text{ daN/m}$$

$$zz': \text{ sur le long pan: } W_{S,L} = 135,42 \text{ daN/m}$$

$$\text{ sur le pignon: } W_{S,P} = 127,98 \text{ daN/m}$$

Dans notre cas on a une poutre posée sur 2 appuis simple et une charge uniformément répartie donc

$$\text{la flèche est : } f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et la flèche admissible : } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$\bullet f_y = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200} \Leftrightarrow I_y \geq \frac{1000q_z l^3}{384E}$$

$$\rightarrow \text{sur le long pan: } I_y \geq \frac{1000 \times 135,42 \times 6^3}{384 \times 21.10^9} = 362,73.10^{-8} \text{ m}^4 \quad \mathbf{I_y \geq 362,73 \text{ cm}^4}$$

$$\rightarrow \text{sur le pignon: } I_y \geq \frac{1000 \times 127,98 \times (5,84)^3}{384 \times 21.10^9} = 316,10.10^{-8} \text{ m}^4 \quad \mathbf{I_y \geq 316,10 \text{ cm}^4}$$

$$\bullet f_z = \frac{5q_y l^4}{384EI_z} \leq \frac{l/2}{200} \Leftrightarrow I_z \geq \frac{1000q_y (l/2)^3}{384E}$$

$$\rightarrow \text{sur le long pan: } I_z \geq \frac{1000 \times 19,34 \times (6/2)^3}{384 \times 21.10^9} = 10,98.10^{-8} \text{ m}^4 \quad \mathbf{I_z \geq 10,98 \text{ cm}^4}$$

$$\rightarrow \text{sur le pignon: } I_z \geq \frac{1000 \times 19,34 \times \left(\frac{5,84}{2}\right)^3}{384 \times 21.10^9} = 10,12.10^{-8} m^4 \quad I_z \geq 10,12 \text{cm}^4$$

Donc le profil qui correspond est **UAP130**

Les caractéristiques et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

<b>h(mm)</b>	<b>b(mm)</b>	<b>t<sub>w</sub>(mm)</b>	<b>t<sub>f</sub>(mm)</b>	<b>r(mm)</b>	<b>d(mm)</b>	<b>G(Kg/m)</b>
130	55	6	9,5	9,5	92	13,74
<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>I<sub>y</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>i<sub>y</sub>(cm)</b>	<b>W<sub>pl,y</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>I<sub>z</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>i<sub>z</sub>(cm)</b>	<b>W<sub>pl,z</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>
17 ;5	459,59	5,12	83,51	51,34	1,71	25,64

**Tableau III.2 :** Caractéristique et dimension de UAP130

➤ **Evaluation des charges:**

**A. Les charges variables :**

**A. 1. La charge du vent :**

➤ **Soulèvement :**

- **sur le long pan:**

$$W_{S,L} = Q_{j_s,L} \times e = -947,99 \times 1,35 = -1279,78 \text{N/m} \quad \rightarrow W_{S,L} = -127,98 \text{ daN/m}$$

- **sur le pignon:**

$$W_{S,P} = Q_{j_s,P} \times e = -1003,11 \times 1,35 = -1354,20 \text{N/m} \quad \rightarrow W_{S,P} = -135,42 \text{ daN/m}$$

➤ **Pression :**

- **sur le long pan:**

$$W_{P,L} = Q_{j_p,L} \times e = 684,66 \times 1,35 = 924,29 \text{N/m} \quad \rightarrow W_{P,L} = 92,43 \text{ daN/m}$$

- **sur le pignon:**

$$W_{S,P} = Q_{j_p,P} \times e = 724,49 \times 1,35 = 978,06 \text{N/m} \quad \rightarrow W_{S,P} = 97,8 \text{ daN/m}$$

**B. Les charges permanentes :**

- poids de T.N40  $\rightarrow G_1 = 11,7 \text{ daN/m}^2$
- poids de l'accessoire  $\rightarrow G_2 = 3 \text{ daN/m}^2$

- poids propre de l'UAP130  $\rightarrow G_3=13,74\text{daN/m}$

$$G = (G_1+G_2) \times e + G_3 = (11,7+3) \times 1,35 + 13,74 = 33,58\text{daN/m} \quad \rightarrow G=35,24\text{daN/m}$$

### III.2.3 Combinaison des charges:

#### III.2.3.1 à l'ELU:

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

- suivant yy':

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 35,58 = 48,03 \text{ daN/m} \quad \rightarrow Q_{y,sd} = 48,03 \text{ daN/m}$$

- suivant zz':

#### a) sur le pong pan :

$$1. \text{ soulèvement : } \rightarrow \gamma_Q \cdot W_{S,L} = -1,5 \times 127,98 = -191,97 \text{ daN/m}$$

$$2. \text{ pression : } \rightarrow \gamma_Q \cdot W_{P,L} = 1,5 \times 92,43 = 138,64 \text{ daN/m}$$

$\rightarrow$  La plus défavorable est:  $Q_{z,sd} = 191,97 \text{ daN/m}$

#### b) sur le pognon :

$$1. \text{ soulèvement : } \rightarrow \gamma_Q \cdot W_{S,L} = -1,5 \times 135,42 = -203,13 \text{ daN/m}$$

$$2. \text{ pression : } \rightarrow \gamma_Q \cdot W_{P,L} = 1,5 \times 97,8 = 146,7 \text{ daN/m}$$

$\rightarrow$  La plus défavorable est:  $Q_{z,sd} = 203,13 \text{ daN/m}$

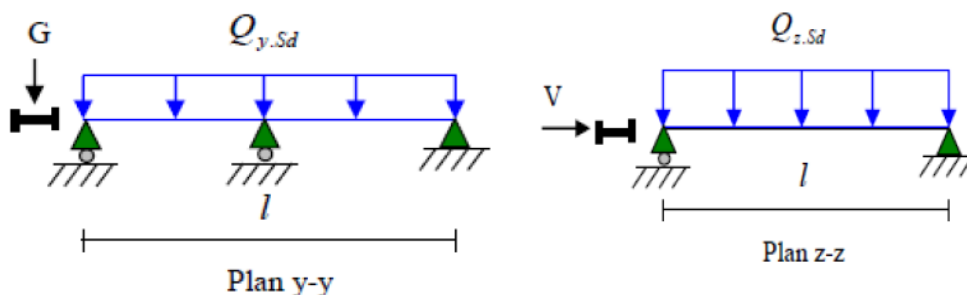


Figure III.14 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

#### III .2.3.2 à l'ELS:

$$\Sigma G + Q$$

- suivant yy':

$$G = 35,58 \text{ daN/m} \quad \rightarrow Q_{y,sd} = 35,58 \text{ daN/m}$$

- suivant  $zz'$  :

**a) sur le long pan :**

1. soulèvement :  $\rightarrow W_{S,L} = -127,98 \text{ daN/m}$

2. pression :  $\rightarrow W_{P,L} = 92,43 \text{ daN/m}$

$\rightarrow$  La plus défavorable est:  $Q_{z,sd} = 127,98 \text{ daN/m}$

**b) sur le pignon :**

1. soulèvement :  $\rightarrow W_{S,L} = -135,42 \text{ daN/m}$

2. pression :  $\rightarrow W_{P,L} = 97,8 \text{ daN/m}$

$\rightarrow$  La plus défavorable est:  $Q_{z,sd} = 135,42 \text{ daN/m}$

**III.2.4 Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left( \frac{N_{sd}}{N_{pl,sd}} \right) + \left( \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right) + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1 \quad \dots\dots\dots [\text{EC.3 p163}]$$

$$\left( \frac{N_{sd}}{N_{pl,sd}} \right) + \left( \frac{M_{y,sd}}{N_{pl,y,sd}} \right) + \left( \frac{M_{z,sd}}{N_{pl,z,sd}} \right) \leq 1$$

et :  $M_{sd} = \frac{n.l^2}{8}$

avec :  $N_{sd} = 0$

**Sur le long pan :**  $M_{y,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{48,03 \times 6^2}{8} = 216,15 \text{ daN.m}$   **$M_{y,sd} = 216,15 \text{ daN.m}$**

**Sur le pignon :**  $M_{y,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{48,03 \times 5,84^2}{8} = 204,76 \text{ daN.m}$   **$M_{y,sd} = 204,76 \text{ daN.m}$**

**Sur le long pan :**  $M_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{191,97 \times 3^2}{8} = 215,96 \text{ daN.m}$   **$M_{z,sd} = 215,96 \text{ daN.m}$**

**Sur le pignon :**  $M_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{203,13 \times (5,84/2)^2}{8} = 216,49 \text{ daN.m}$   **$M_{z,sd} = 216,49 \text{ daN.m}$**

et :  $M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$

➤ **Détermination de la classe du profil:**

- **Âme :**  $\frac{d}{t_w} = \frac{92}{6} = 15,33 \leq 33\epsilon = 33$  **Âme de classe 1**

• **Semelle :**  $\frac{c}{t_f} = \frac{b - \left(\frac{t_w}{2}\right)}{t_f} = \frac{55 - \left(\frac{6}{2}\right)}{9,5} = 5,47 \leq 10\epsilon = 10$  **Semelle de classe 1**

Donc la section est de classe 1  $\gamma_{M0} = 1$

$$M_{pl.y,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83,51 \times 23,5}{1} = 1962,48 \text{ daN.m} \quad \mathbf{M_{pl,y,rd} = 1962,48 \text{ daN.m}}$$

$$M_{pl.z,rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25,64 \times 23,5}{1} = 602,54 \text{ daN.m} \quad \mathbf{M_{pl,z,rd} = 602,54 \text{ daN.m}}$$

Et la condition sera :

Sur le long pan:  $0 + \left(\frac{216,15}{1962,48}\right) + \left(\frac{215,93}{602,54}\right) = 0,36 < 1$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

Sur le pignon :  $0 + \left(\frac{204,76}{1962,48}\right) + \left(\frac{216,49}{602,54}\right) = 0,36 < 1$

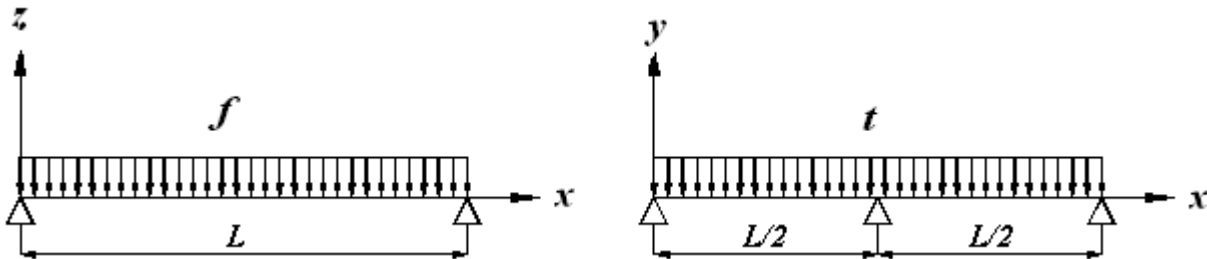


Figure III.15 : répartition des charges sur les lisses

### III.2.5 Vérification de la flèche : (ELS)

•  $f_y = \frac{5 \cdot F \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$

Sur le long pan:  $f_y = \frac{5 \times 127,98 \times 6^4}{384 \times 210 \times 459,56} = 0,0223 \text{ m} = 2,23 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$

Sur le pignon :  $f_y = \frac{5 \times 135,42 \times (5,84)^4}{384 \times 210 \times 459,56} = 0,0212 \text{ m} = 2,12 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{584}{200} = 2,92 \text{ cm}$

→  $f_y$  est vérifié

•  $f_z = \frac{5 \cdot T \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$

**Sur le long pan:**  $f_z = \frac{5 \times 35,58 \times \left(\frac{6}{2}\right)^4}{384 \times 210 \times 51,34} = 0,0035m = 0,35cm < f_{ad} = \frac{600}{200} = 1,5cm$

**Sur le pignon :**  $f_z = \frac{5 \times 35,58 \times \left(\frac{5,84}{2}\right)^4}{384 \times 210 \times 51,34} = 0,0031m = 0,31cm < f_{ad} = \frac{\left(\frac{584}{2}\right)}{200} = 1,46cm$

→  $f_z$  est vérifiée

•  $f_{max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2}$

**Sur le long pan:**  $f_{max} = \sqrt{(2,23)^2 + (0,35)^2} = 2,26cm < f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$

**Sur le pignon :**  $f_{max} = \sqrt{(2,12)^2 + (0,31)^2} = 2,14cm < f_{ad} = \frac{584}{200} = 2,92cm$

→ donc la flèche est vérifiée

### III.2.5 Vérification de l'effort tranchant : (ELS)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

•  $V_{sd} = \frac{n.l}{2}$

→ sur le long pan : 
$$\begin{cases} V_{sd,y} = \frac{T.l}{2} = \frac{48,03 \times 6}{2} = 144,09daN \\ V_{sd,z} = \frac{F \cdot \left(\frac{l}{2}\right)}{2} = \frac{191,97 \times \frac{6}{2}}{2} = 287,95daN \end{cases} \rightarrow V_{sd,max} = 287,95daN$$

→ sur le pignon : 
$$\begin{cases} V_{sd,y} = \frac{T.l}{2} = \frac{48,03 \times 5,84}{2} = 140,25daN \\ V_{sd,z} = \frac{F \cdot \left(\frac{l}{2}\right)}{2} = \frac{203,13 \times \left(\frac{5,84}{2}\right)}{2} = 296,57daN \end{cases} \rightarrow V_{sd,max} = 296,57daN$$

•  $V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0} \cdot \sqrt{3}}$  et  $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) = 1750 - 2.55.9,5 + (6 + 2.9,5) = 942,5mm^2$

→  $A_v = 942,5mm^2$

$V_{pl,rd} = 942,5 \cdot \frac{23,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 12787,58daN \rightarrow V_{pl,rd} = 12787,58daN$

Donc la condition sera :

**Sur le long pan :**  $V_{sd,max} = 287,95daN < V_{pl,max} = 12787,58daN$

Sur le pignon :  $V_{sd,max}=296,57daN < V_{pl,max}=12787,58daN$

→ donc l'effort tranchant est vérifiée.

**III.2.7Vérification au moment fléchissant:(diversement)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd,max} \leq M_{b,rd} \dots \dots \dots [EC.3 p176]$$

Sur le long pan :  $M_{sd,max}=M_{y,sd}=216,15daN.m$

Sur le pignon :  $M_{sd,max}=M_{y,sd}=216,49daN.m$

et  $M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{MI}}$  Avec :  $\beta_w=1$  → Section de classe 1  $\gamma_{MI}=1,1$

et :  $\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}$  Avec :  $\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

$\alpha_{LT}=0,21$  pour les profilés laminés

$\bar{\lambda}_{LT}$  c'est l'élancement de diversement →  $\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w} \dots [EC.3 p423-F.12]$

Avec :  $\lambda_1=93,9 \varepsilon=93,9$  →  $\lambda_1=93,9$

et  $\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}}$  ....[EC.3 p424-F.21]

Avec :  $C_1=1,132$

Sur le long pan :  $\lambda_{LT} = \frac{3000/17,1}{\sqrt{1,132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{3000/17,1}{160/9,5} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 103,57 \rightarrow \lambda_{LT}=103,57$

et :  $\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{103,57}{93,9} \right) \cdot \sqrt{1} = 1,1 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,10 > 0,4 \Rightarrow$  il y a un risque de diversement

$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21(1,1 - 0,2) + 1,1^2 \right] = 1,20 \rightarrow \varphi_{LT}=1,20$

Et :  $\chi_{LT} = \frac{1}{1,2 + (1,2^2 - 1,1^2)^{0,5}} = 0,59 \rightarrow \chi_{LT}=0,59$

Donc :  $M_{b,rd} = \frac{0,59 \cdot 1.83,51.23,5}{1,1} = 1052,6 daN.m \rightarrow M_{b,rd}=1052,6 daN.m$

Et la condition sera :  $M_{sd,max}=216,15 daN.m < M_{b,rd}=1052,6 daN.m$

Sur le pignon:  $\lambda_{LT} = \frac{2920/17,1}{\sqrt{1,132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{2920/17,1}{160/9,5} \right)^2 \right]^{0,25}} = 101,96 \rightarrow \lambda_{LT}=101,96$

et :  $\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{101,96}{93,9} \right) \cdot \sqrt{1} = 1,08 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,08 > 0,4 \Rightarrow$  il y a un risque de diversement

$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21(1,08 - 0,2) + 1,08^2] = 1,17 \rightarrow \varphi_{LT}=1,17$

et :  $\chi_{LT} = \frac{1}{1,17 + (1,17^2 - 1,08^2)^{0,5}} = 0,61 \rightarrow \chi_{LT}=0,61$

donc :  $M_{b,rd} = \frac{0,61 \cdot 1.83,51.23,5}{1,1} = 1088,28 daN.m \rightarrow M_{b,rd}=1088,28 daN.m$

et la condition sera :  $M_{sd,max}=216,49 daN.m < M_{b,rd}=1088,28 daN.m$

→ donc la condition est vérifiée

### III.2.8 Vérification de la lisse haute:

#### III.2.8.1 Evaluation de charges permanentes :

- $G' = G + G_{UPN130} = 33,58 + 10,5 = 44,08 daN/m$   
→  $G' = 44,08 daN/m$

- $G'' = 5 \times G = 5 \times 33,58 = 167,9 daN/m$   
→  $G'' = 167,9 daN/m$

#### III.2.8.2 Combinaison des charges selon l'axe yy':

➤ à l'ELU:  $\gamma_G \cdot G' = 1,35 \cdot 44,08 = 59,51 daN/m = T'$

➤ à l'ELS:  $G' = 44,08 daN/m = F'$

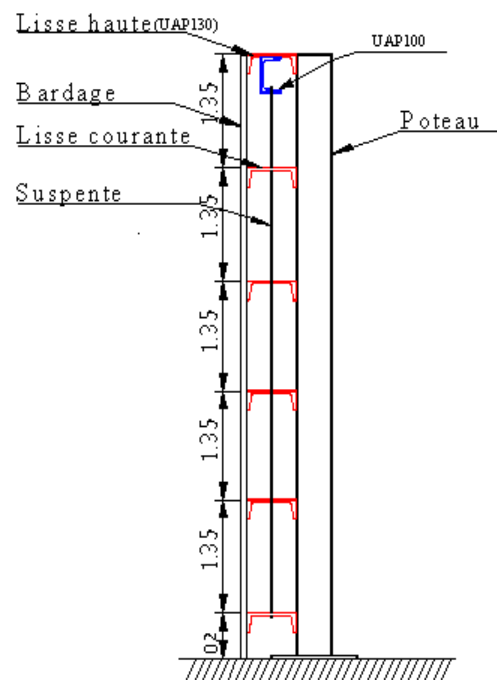


Figure III.16: disposition de la lisse haute

## III.2.8.3 Vérification de la flèche verticale:

- Sur le long pan :

$$f_z = \frac{5.F'.\left(\frac{l}{2}\right)^4}{384.E.I_y} = \frac{5 \times 44,08 \times \left(\frac{6}{2}\right)^4}{384 \times 210 \times 51,34} = 0,0043\text{m} = 0,43\text{cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 1,5\text{cm}$$

- Sur le pignon :

$$f_z = \frac{5.F'.\left(\frac{l}{2}\right)^4}{384.E.I_y} = \frac{5 \times 44,08 \times \left(\frac{5,84}{2}\right)^4}{384 \times 210 \times 51,34} = 0,0038\text{m} = 0,38\text{cm} < f_{ad} = \frac{584}{200} = 1,46\text{cm}$$

→ donc la flèche est vérifiée

## III.2.8.4 Vérification de la flexion bi-axiale:

- Sur le long pan :  $M_{z.sd} = 215,96\text{daN/m}$

$$\bullet M_{y.sd1} = \frac{T'.l^2}{8} = \frac{59,51.6^2}{8} = 267,79\text{daNm}$$

$$\bullet M_{y.sd2} = \frac{R.l}{4} \quad \text{et } R = 1,25.G''.\left(\frac{l}{2}\right) = 1,25.167,9.\left(\frac{6}{2}\right) = 629,62\text{daN} \quad \rightarrow \mathbf{R=629,62daN}$$

$$\rightarrow M_{y.sd2} = \frac{R.l}{4} = \frac{629,62.6}{4} = 944,43\text{daN}$$

$$\bullet M_{y.sd} = M_{y.sd1} + M_{y.sd2} = 267,79 + 944,43 = 1212,22\text{daN.m} \quad \rightarrow \mathbf{M_{y.sd}=1212,22daN.m}$$

$$\bullet M_{pl.y.sd} = \frac{(W_{pl.y(UAP130)} + W_{pl.z(UAP100)})f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(83,51 + 18,51).23,5}{1} = 2398,17\text{daN/m}$$

$$\rightarrow \mathbf{M_{pl,y}=2398,17daN/m}$$

$$\bullet M_{pl.z.sd} = \frac{(W_{pl.z(UAP130)} + W_{pl,y(UAP100)})f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(25,64 + 49,59).23,5}{1} = 1767,9\text{daN/m}$$

$$\rightarrow \mathbf{M_{pl,y}=1767,9daN/m}$$

$$\left(\frac{1212,22}{2398,17}\right) + \left(\frac{215,96}{1767,9}\right) = 0,63 < 1$$

Sur le long pan :  $M_{z.sd} = 216,49\text{daN/m}$

$$\bullet M_{y.sd1} = \frac{T'.l^2}{8} = \frac{59,51.(5,84)^2}{8} = 253,70\text{daNm}$$

$$\bullet M_{y.sd2} = \frac{R.l}{4} \quad \text{et } R = 1,25.G''.\left(\frac{l}{2}\right) = 1,25.167,9.\left(\frac{5,84}{2}\right) = 612,83\text{daN} \quad \rightarrow \mathbf{R=612,83daN}$$

$$\rightarrow M_{y.sd2} = \frac{R.l}{4} = \frac{612,83.5,84}{4} = 894,74 \text{ daN}$$

$$\bullet M_{y.sd} = M_{y.sd1} + M_{y.sd2} = 216,49 + 894,74 = 1111,23 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \mathbf{M_{y.sd} = 1111,23 \text{ daN.m}}$$

$$\left( \frac{1111,23}{2398,17} \right) + \left( \frac{216,49}{1767,9} \right) = 0,59 < 1$$

→ Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

### III.2.8.5 Calcul de la section des liernes :

on a :  $R = 629,62 \text{ daN}$  (du coté de long pan)

$$\bullet A = \frac{R}{f_y} = \frac{629,62}{23,5} = 26,79 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow A = 26,79 \text{ mm}^2$$

$$\bullet D \geq \sqrt{\frac{4.A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.26,79}{\pi}} = 5,84 \text{ mm} \quad \rightarrow D \geq 5,84 \text{ mm}$$

Donc il faut prendre un rond de  $D = 6 \text{ mm}$  pour les 2 coté.

### III.3 les potelets :

Les potelets sont des éléments de profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

#### III.3.1 Dimensionnement des potelets :

- Chaque pignon possède 4 potelet de longueur max  $L = 8,95 \text{ m}$ .
- Le porté max entre axe des potelets  $e = 5,84 \text{ m}$  (espace entre 2 panne).
- Les potelets sont en acier S235.

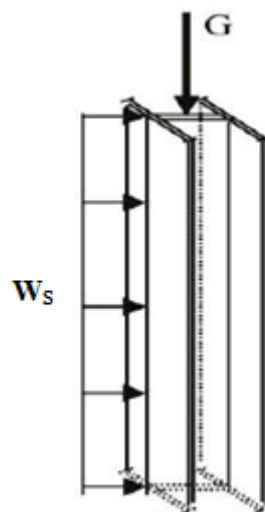


Figure III.17 : disposition des potelets

### III.3.2 Evaluation des charges :

#### ➤ Détermination de la section de potelet :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est  $Q_j=1003,11\text{N/m}^2$ .

$$W_s=Q_j \cdot e = -1003,11 \times 5,84 = -5858,16\text{N/m} \quad \rightarrow \mathbf{W_{S,L} = -585,81 \text{ daN/m}}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :  $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

et la flèche admissible :  $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$$f_y = \frac{5q_z l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{200} \rightarrow I_y = \frac{1000q_z l^3}{384 \cdot E} = \frac{1000 \cdot 585,81 (8,95^3)}{384 \cdot 21 \cdot 10^9} = 5208 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow I_y \geq 5208 \text{ cm}^4$$

Donc le profil qui correspond est **IPE270**

Les caractéristiques et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

<b>h(mm)</b>	<b>b(mm)</b>	<b>t<sub>w</sub>(mm)</b>	<b>t<sub>f</sub>(mm)</b>	<b>r(mm)</b>	<b>d(mm)</b>	<b>G(Kg/m)</b>
236,4	135	6,6	10,2	15	219,4	36,1
<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>I<sub>y</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>i<sub>y</sub>(cm)</b>	<b>W<sub>pl,y</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>I<sub>z</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>i<sub>z</sub>(cm)</b>	<b>W<sub>pl,z</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>
45,9	5790	11,2	484	420	3,02	97

**Tableau.III.3** : Caractéristique et dimension de IPE 270

#### ➤ Evaluation des charges:

##### a) Les charges variables : (Vent)

$$W_s = -585,81 \text{ daN/m} = -5,85 \text{ KN/m}$$

##### b) Les charges permanentes :

- poids de T.N40 + accessoire  $\rightarrow \mathbf{G_1=14,7 \text{ daN/m}^2}$
- Poids des lisses courantes  $\rightarrow \mathbf{G_2=5 \times 13,74=68,7 \text{ daN/m}}$
- Poids de la lisse haute  $\rightarrow \mathbf{G_3=44,08 \text{ daN/m}}$
- poids propre de l'IPE 270  $\rightarrow \mathbf{G_4=36,1 \text{ daN/m}}$
- poids propre de la charpente du toit  $\rightarrow \mathbf{G_5=30 \text{ daN/m}^2}$

$$G = [(G_1 \cdot e) + G_2 + G_3 + G_4] \cdot L + G_5 \cdot (6/2) \cdot L = [(14,7 \cdot 5,84) + 68,7 + 44,08 + 36,1] \cdot 8,95 + 30 \cdot 3 \cdot 5,84$$

$$\mathbf{G = 2626,4 \text{ daN} = 26,26 \text{ KN}}$$

### III.3.3 Vérification de la flexion composée :

➤ **Vérification de l'effort axial :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0,25 \cdot N_{pl.rd}, 0,5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$N_{y.sd} = \gamma_G \times G = 1,35 \times 26,26 = 35,45 \text{ KN} \quad \rightarrow N_{y.sd} = 26,26 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4590 \times 23,5}{1} = 1078,65 \text{ KN} \quad \rightarrow 0,25 N_{pl,y.rd} = 269,66 \text{ KN}$$

$$\frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot f_y}{1} = \frac{4590 - 2 \cdot 135 \cdot 10,2 \cdot 23,5}{11} = 431,46 \text{ KN}$$

$$0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 215,73 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{y.sd} = 35,45 \text{ KN} \leq \min \left\{ 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 269,66 \text{ KN}; 0,5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 215,73 \text{ KN} \right\}$$

→ **Donc la condition est vérifiée.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd}$$

$$\rightarrow V_{sd,max} = 26,18 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = V_{sd,z} = \frac{W_{S,L}}{2} = \frac{5,85 \times 8,95}{2} = 26,18 \text{ KN.}$$

$$\text{Et } V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = V_{pl,Rd} = 299,84 \text{ KN} \quad \rightarrow 1/2 V_{pl,Rd} = 149,92 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc } V_{sd,max} = 26,18 \text{ KN} < 1/2 V_{pl,Rd} = 149,92 \text{ KN.}$$

→ **Donc la condition est vérifiée**

### III.3.4 Vérification au flambement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1$$

- $N_{sd} = 35,45 \text{ KN}$
- $M_{y,sd} = \frac{W_s \times l^2}{8} = \frac{5,85 \times (8,95^2)}{8} = 58,57 \text{ KN.m.}$
- $M_{z,sd} = 0.$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$  avec :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad , \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_1} \quad , \quad \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{8950}{112} = 79,91 \text{ avec } \lambda_1 = 93,9 \quad , \beta_1 = 1.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{79,91}{93,9} \right) \sqrt{1} = 0,85 > 0,2 \rightarrow \text{il ya risque de flambement}$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21(0,85 - 0,2) + 0,85^2] = 0,92$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,92 + [(0,92^2) - (0,92^2)]^{0,5}} = 0,78 < 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\alpha_z = 0,34 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_1} \quad , \quad \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1350}{30,2} = 44,7.$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{44,7}{93,9} \right) \sqrt{1} = 0,47 > 0,2 \rightarrow \text{il ya risque de flambement}$$

$$\text{Et } \varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,21(0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,63$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,63 + [(0,63^2) - (0,47^2)]^{0,5}} = 0,95 < 1$$

$$\rightarrow \chi_z = 0,95 < 1$$

$$\text{donc } \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,78$$

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \cdot f_y}$  avec  $k_y \leq 1,5$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \quad \text{avec : } \mu_y \leq 0,9 \quad , \quad \beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_y = 0,85(2 \times 1,3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -1,062$$

$$\mu_y = 1 - \frac{-1,062 \times 3545}{0,78 \times 4590 \times 23,5} = 1,04$$

Et la condition sera :

$$\frac{3545}{0,78 \times \frac{4590 \times 23,5}{1,1}} + \frac{1,04 \times 5850 \times 100}{484 \times \frac{23,5 \times 100}{1,1}} + 0 = 0,046 + 0,588 = 0,63 < 1$$

→ **Donc la condition est vérifiée**

### III.4 Conclusion :

L'étude que nous avons étudié nous a permis de déterminer la nature des profiles des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici Les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- **Les pannes : IPE 160.**
- **Les liernes : barre ronde de diamètre  $\phi = 16$  mm.**
- **L'échantignole : épaisseur de  $e = 1.80$  cm.**
- **Les lisses de bardages : UAP 130.**
- **Les potelets : IPE 270.**

# **Chapitre IV**

## **Etude sismique**

## INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application de **règles parasismiques** actuelles "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable).

C'est en général l'ingénieur du bureau d'étude qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, aciers, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

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

### IV.1 Méthode statique équivalente :

#### IV.1.1 Principe

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ( $H=8,95\text{m} < 65\text{m}$ ) et sa régularité en plan ( $60/35,03= 1,71 < 4$ ) et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Caractéristiques du hangar étudié :**

- Wilaya d'implantation : Bejaia.
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Groupe d'usage 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne (bâtiments industriels).
- Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

### IV.1.2 Calcul de la force sismique totale :(art 4.2.3 RPA99/03)

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1)$$

#### a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par un tableau (4.1 du RPA99/03), le coefficient d'accélération  $A$  est tiré en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 2 ⇒ A = 0.15

#### b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

#### Calcul du facteur de correction d'amortissement $\eta$ :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad (4.3)$$

#### - Le pourcentage d'amortissement critique $\xi$ :

$\xi$  (%) : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

D'après le tableau (4.2) :  $\xi = 4\%$

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08 \geq 0,7$$

**Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \quad (4.6)$$

•  $h_n$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**$h_n = 8.95\text{m}$ .**

•  $C_t$  : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage.

Donné par le tableau (4.6).

On a : Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie :

**$C_t = 0,085$**

Donc :  $T = 0,085 \times (8,95)^{3/4} = 0,439 = \mathbf{0,44\text{ s}}$

**Calcul du  $T_2$  :**

$T_2$  est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7.

On a un sol de catégorie de 3 (S3) :  **$T_2 = 0.5\text{ s}$**

- **Sens longitudinal** :  $0 < T = 0.44\text{ s} < T_2$  donc :  **$D_x = 2.5$**   $\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$ .

- **Sens transversal** :  $0 < T = 0.44\text{ s} < T_2$  donc :  **$D_y = 2.5$**   $\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$ .

**$D_x = D_y$**  donc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

**c) Coefficient de comportement global de la structure (R) :(tableau 4.3 RPA99/03)**

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par portiques auto-stables ductiles :

**$R = 6$**

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en X :

**$R = 4$**

**d) Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure il est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (4.4)$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/Version2003).

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité  $P_q$  :

Critèreq	Observé	$p_q$
1-conditions minimal sur la file de contreventements	Oui	0
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Oui	0
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de qualité de matériaux	Oui	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

**Tableau IV.1** : valeurs des pénalités  $P_q$ .

On aura :  $Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,05 + 0,05$

$$Q = 1,1$$

**e) Calcul de poids de la structure (W) :**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4.5)$$

W : poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

–  $\beta$ : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

– Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$  :

$\beta = 0.5$  (**Entrepôts, hangars**) (Tableau 4.5)

1) Calcul des charges permanente **W<sub>Gi</sub>** de tous les éléments qui constituent notre hangar :

Élément	Profils utilisés	Poids propre (Kg/m)	Nombre de Chaque élément	La longueur de l'élément(m)	La charge W (KN)
panne	IPE 160	15,8	26	60	246,48
Lisse de bardage	UAP 130	13,74	12 12	60 35,03	98,93 57,75
Poteau	HEA 400	125	22	6,95	191,12
Traverse	HEA 400	125	22	17,63	484,82
Potelet du milieu	IPE 270	36,1	2	8,95	6,46
Potelet	IPE 270	36,1	4 4	7,62 8,29	11 11,97
Liernes	Barre rond φ= 16 mm	1,58		621,6	9,82
Palé de stabilité	L70×70×8	8,37		73,45	6,14
Poutre au vent	L70×70×8	8,37		201,62	16,87
Elément		Poids propre (Kg/m)	Nombre	Surfaces (m <sup>2</sup> )	La charge W (KN)
Couverture du versant de toiture	TN 40	14,7	2	1057,8	311
Couverture du long pan	TN 40	14,7	2	305	89,67
Couverture du pignon	TN 40	14,7	2	243,45	71,57
				$\sum W_{Gi}$	1613,6

2) Calcul des charges **W<sub>Qi</sub>** de tous les éléments qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times S$$

$$W_{Qi} = (14,8 + 140,47) \times 2115,5$$

$$W_{Qi} = 328473,7 \text{ daN} = 3284,73 \text{ KN.}$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = 1587,49 + 0.5 \times 3284,73$$

$$W = 3255,96 \text{ KN.}$$

**Détermination de la force sismique totale :**

$$\text{Sens x : } V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,1}{6} \times 3255,96$$

$$V_x = 241,75 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y : } V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,1}{4} \times 3255,96$$

$$V_y = 362,63 \text{ KN}$$

**Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$F_i$  : force horizontale appliquée au niveau  $i$

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure ( $F_t = 0$  car  $T = 0,44 < 0,7$ ).

$W$  : poids total de la structure (**3255,96 KN**).

$V$  : la force sismique totale

$h$  : la hauteur de chaque niveau

**Sens longitudinal sens X :**

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ix} = (V_x - F_{tx})$$

$$F_{ix} = V_x$$

$$F_{ix} = 241,75 \text{ KN}$$

**Sens transversal sens Y :**

$$F_{ty} = 0$$

$$F_{iy} = (V_y - F_{ty})$$

$$F_{iy} = V_y$$

$$F_{iy} = 362,63 \text{ KN}$$

**Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V1 pignon)**

$$W_s = 140,46 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$W_s = 140,46 \times S$$

$$W_s = 140,46 \times 2115,5$$

$$W_s = 297157 \text{ daN} = 2971,57 \text{ kN}$$

$$W_s > V_x$$

$$W_s > V_y$$

**IV.2 Conclusion**

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

# **Chapitre V**

## **Etude du portique**

## INTRODUCTION

Les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composées de traverses (Ou fermes), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les traverses. Leur conception varie en fonction :

- De leur portée : on utilise les profils laminés à sections constantes pour des petites portées (Jusqu'à 40 m), des PRS à sections variables pour des longues portées (entre 40 et 80 m), et des portiques à treillis pour les très longues portées (par exemple : hangars aéronautiques entre 80 et 140 m).
- Du schéma statique de la structure en général et du portique en particulier. Ce schéma statique dépend aussi de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements utilisés (machines vibrantes ou non, etc....)
- Du procédé technologique utilisé par le constructeur.

### V.1 Caractéristiques du portique étudié

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux :  $h = 6,95 \text{ m}$
- La hauteur de faitage :  $H = 8,95 \text{ m}$
- La portée entre les poteaux :  $b = 35,03 \text{ m}$
- La longueur des traverses :  $s = 17,63 \text{ m}$
- L'entraxe des portiques :  $L = 6 \text{ m}$

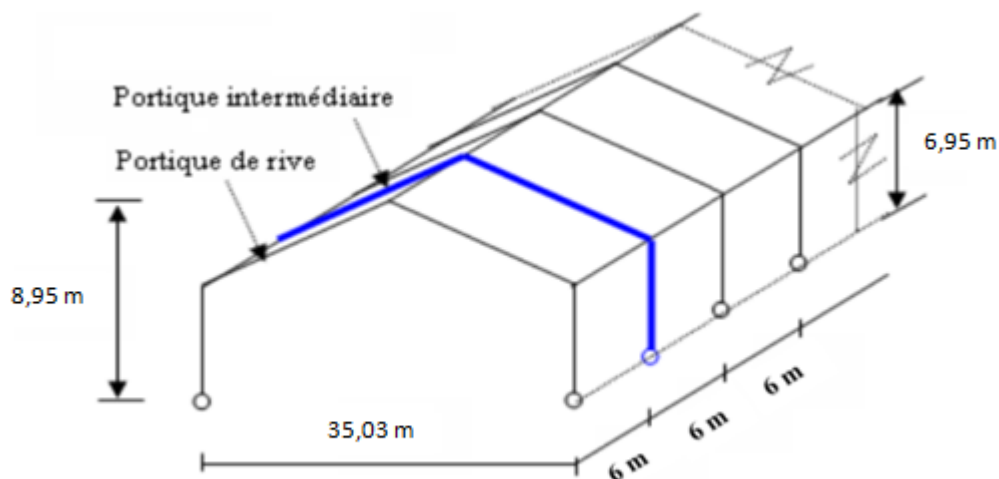


Figure V.1 : Vue du portique en 3D

**V.2 Efforts sollicitant le portique**

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

**V.2.1 Charges permanentes**

- Poids propre de la couverture (TN 40) .....11,7 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose.....3 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la panne (IPE 160) ... .....15.8 kg/ml=10.75 kg/m<sup>2</sup>
- Traverse (estimée).....12 kg/m<sup>2</sup>

**Poids total**

$$G = P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{Panne}} + P_{\text{Traverse}}$$

$$G = 11,7 + 3 + 10.75 + 12 \quad \quad \quad \mathbf{G = 37,45 \text{ kg/m}^2}.$$

Entraxe des portiques est de : L = 6 m

$$G = 37,45 \times 6 \quad \quad \quad \mathbf{G = 224,7 \text{ kg/ml}}$$

**V.2.2 Effet de la neige :(voir CH.2)**

N = 14,8 kg/m<sup>2</sup> (par projection horizontale)

$$N = 14,8 \times 6 \quad \quad \quad \mathbf{N = 88,8 \text{ Kg/ml}}$$

**V.2.3 Effet du vent : (voir CH.2)**

- Vent avant-arrière (le plus défavorable)

$$- q_j[\text{kg/ml}] = q_j[\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$$

Parois verticales					Toiture				
zone	Cpe	Cpi	qj [kg/m <sup>2</sup> ]	qj [kg/ml]	zone	Cpe	Cpi	qj [kg/m <sup>2</sup> ]	qj [kg/ml]
A	-1	0,8	-100,31	-601,86	F	-1,61	0,8	-140,46	-842,76
B	-0,8	0,8	-89,16	-534,96	G	-1,3	0,8	-122,39	-734,34
C	-0,5	0,8	-72,44	-434,64	H	-0,68	0,8	-86,26	-517,56
D	0,8	0,8	00	00	I	-0,5	0,8	-75,77	-454,62
E	-0,3	0,8	-61,30	-367,8					

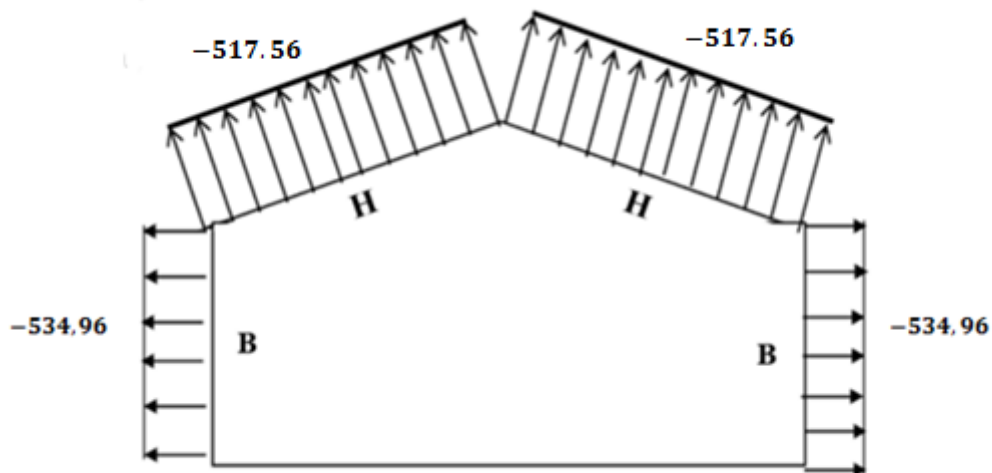
**Tableau V.1 :** Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent le plus défavorable (sens V1).

• **Représentation du portique intermédiaire :**

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

- ⇒ (+) pression ; action du vent vers la paroi
- ⇒ (-) dépression ; action du vent hors de la paroi



**Figure V.2 :** La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kg/ml (dépression)

**Remarque**

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la zone H comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent :  $W_S = - 517,56 \text{ kg/ml}$ .

### V.3 Calcul des efforts internes :

Le calcul des efforts internes de notre portique, se fera avec la méthode des forces et déplacements de la RDM.

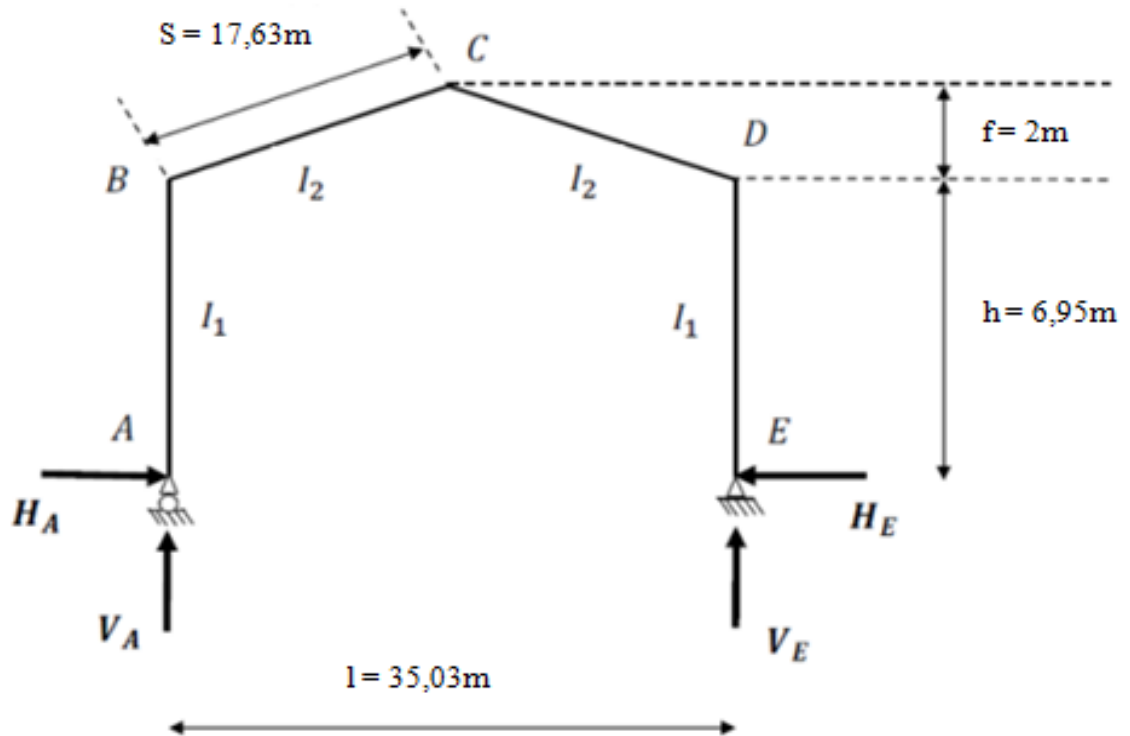


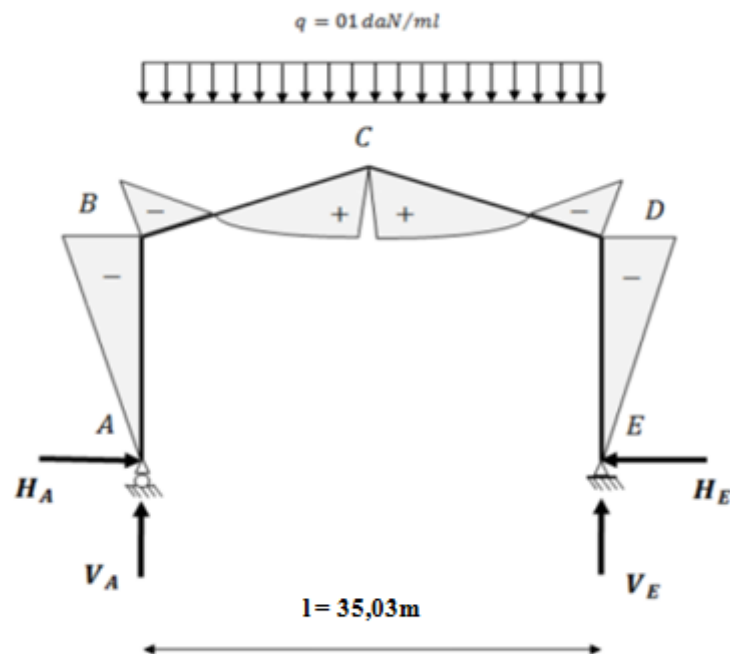
Figure V.3 : Efforts internes.

On assume  $I_2 \approx I_1$

- $k = \frac{\text{raideur -rampant}}{\text{raideur -bequille}} = \frac{I_2 h}{I_1 s} = \frac{h}{s} = \frac{6,95}{17,63} = 0,394.$
- $\varphi = \frac{f}{h} = \frac{2}{6,95} = 0,28.$
- $\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0,394 + 3 + 3(0,28) + (0,28)^2 = 4,312.$

### V.3.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge de neige)

- Calcul sous la charge unitaire :  $q = 1.0 \text{ kg/ml}$



**Figure V.4 :** Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+5 \times 0,28}{4 \times 4,312} = 0,544. \\ \gamma = 1 - \beta(1+\varphi) = 1 - 0,544(1+0,28) = 0,3036. \end{array} \right.$$

On trouve les efforts internes suivants

$$\left\{ \begin{array}{l} H_A = -H_E = \beta \frac{qxl^2}{8h} = 0,544 \times \frac{1 \times 35,03^2}{8 \times 6,95} = 12 \text{ kg.} \\ V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 35,03}{2} = 17,51 \text{ kg.} \\ M_B = M_D = -\beta \frac{qxl^2}{8} = -0,544 \frac{1 \times 35,03^2}{8} = -83,44 \text{ kN.m.} \\ M_C = \gamma \frac{qxl^2}{8} = 0,3036 \times \frac{1 \times 35,03^2}{8} = 46,56 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

### V.3.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)

- Calcul sous la charge unitaire :  $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

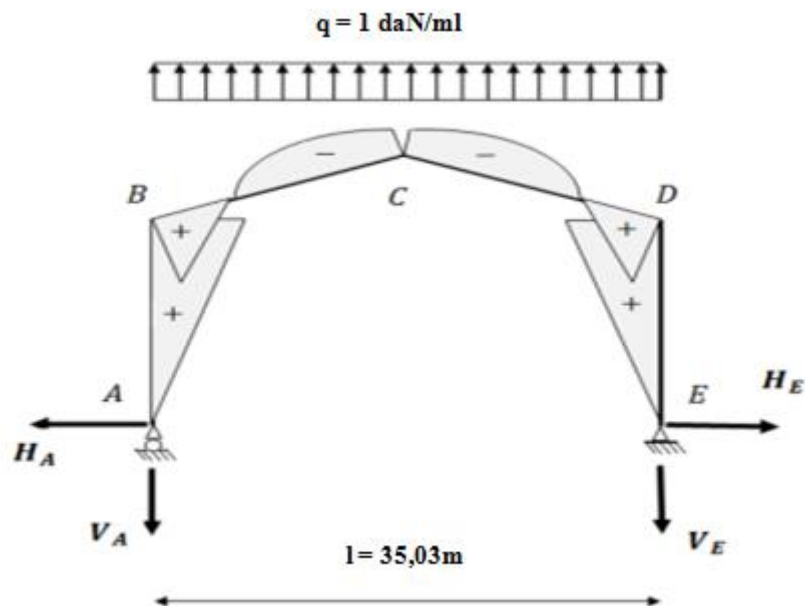
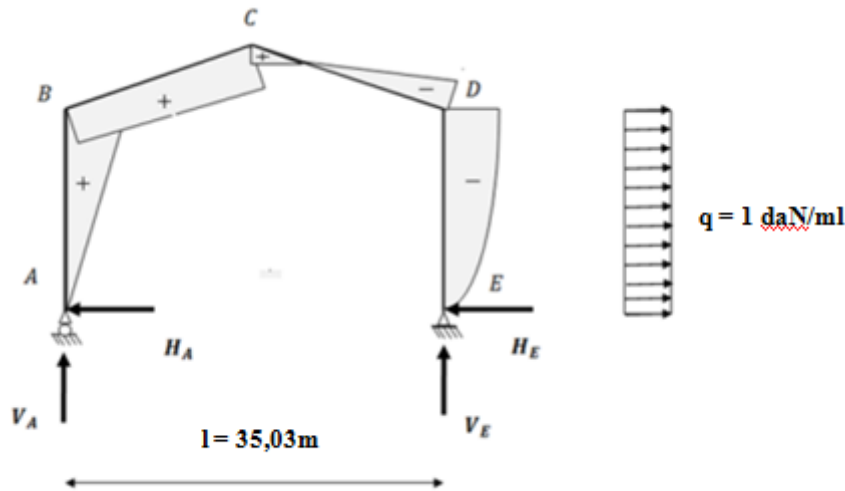


Figure V.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

$$\left\{ \begin{array}{l} -H_A = H_E = \beta \frac{q \times l^2}{8h} = 0,544 \times \frac{1 \times 35,03^2}{8} = 12 \text{ kg.} \\ V_A = V_E = \frac{q \times l}{2} = \frac{1 \times 35,03}{2} = 17,51 \text{ kg.} \\ M_B = M_D = +\beta \frac{q \times l^2}{8} = 0,544 \times \frac{1 \times 35,03^2}{8} = 83,44 \text{ kN.m.} \\ M_C = -\gamma \frac{q \times l^2}{8} = -0,3036 \times \frac{1 \times 35,03^2}{8} = -46,56 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

### V.3.3 Vent horizontal :(dépression)

- Calcul sous la charge unitaire :  $q = 1.0 \text{ kg/ml}$



**Figure V.6 :** Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression)

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{5k+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{5k+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{5 \times 0,394 + 12 + 6 \times 0,28}{8 \times 4,312} = 0,453. \\ \beta = (1 - \delta) = (1 - 0,453) = 0,547. \\ \gamma = \delta (1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0,453 (1 + 0,28) - \frac{1}{2} = 0,079. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_A = \delta \frac{qxh}{2} = 0,453 \times \frac{1 \times 6,95}{2} = 1,574 \text{ kN.} \\ H_E = qxh - H_A = 6,95 - 1,574 = 5,376 \text{ kN.} \\ V_E = -V_A = -\frac{qxh^2}{2l} = -\frac{1 \times 6,95^2}{2 \times 35,03} = -0,689 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_D = -\beta \frac{qxh^2}{2} = -0,547 \times \frac{1 \times 6,95^2}{2} = -13,21 \text{ daN.m} \\ M_B = \delta \frac{qxh^2}{2} = 0,453 \times \frac{1 \times 35,03^2}{2} = 10,94 \text{ daN.m} \\ M_B = \gamma \frac{qxh^2}{2} = 0,079 \times \frac{1 \times 6,95^2}{2} = 1,907 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

## V.4 Tableaux récapitulatifs :

## a) Efforts internes sous la charge unitaire

Actions	q (kN/ml)	Réactions d'appuis (kN)				Moments (kN.m)		
		H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	1	12	- 12	17,51	17,51	- 83,44	46,56	- 83,44
Q	1	12	- 12	17,51	17,51	- 83,44	46,56	- 83,44
V <sub>1</sub> (horizontale)	1	- 1,574	- 5,376	- 0,689	0,689	10,94	1,907	- 13,21
V <sub>2</sub> (soulèvement)	1	- 12	12	-17,51	-17,51	83,44	- 46,56	83,44

Tableau V.2 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.

## b) Efforts internes sous les charges actuelles

Actions	q (kg/ml)	Réactions d'appuis (kN)				Moments (kN.m)		
		H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	224,7	2696,4	-2696,4	3934,49	3934,49	-18749	10462	-18749
N	88,8	1065,6	-1065,6	1554,88	1554,88	-7409,4	4134,5	-7409,4
V <sub>1</sub> (horizontale)	534,96	-842	-2875,9	-368,5	368,5	5852,4	1020,2	-7066,8
V <sub>2</sub> (soulèvement)	517,56	-6210,7	6210,7	-9062,4	-9062,4	43185	-14098	43185
V <sub>3</sub> =V <sub>1</sub> + V <sub>2</sub>		-7052,7	3334,8	-9430,9	-8693,9	49037,4	-13078	36118,2

Tableau V.3 : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles

c) Combinaisons a l'ELU

Combinaisons	Réactions d'appuis (kN)				Moments (kN.m)		
	H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
1.35G+1.5N	5238,5	-5238,5	7643,88	7643,88	-36425	20325,5	-36425
1.35G+1.35N+1.35V <sub>3</sub>	-4443,8	-576,72	-5321	-4326,1	30886,6	2050	13445,7
G+1.5 V <sub>3</sub>	-7882,6	2305,8	-10212	-9106,4	54807	-9155	35428,3

Tableau V.4 : Combinaisons a l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.

V.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb)

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{eq} = \phi N_{sd} \\ \phi = \phi_0 \times \alpha_n \times \alpha_m \\ \phi_0 = 1/200 \\ \alpha_n = 2/\sqrt{h} \\ \alpha_m = \sqrt{0.5[1 + (\frac{1}{m})]} \end{array} \right.$$

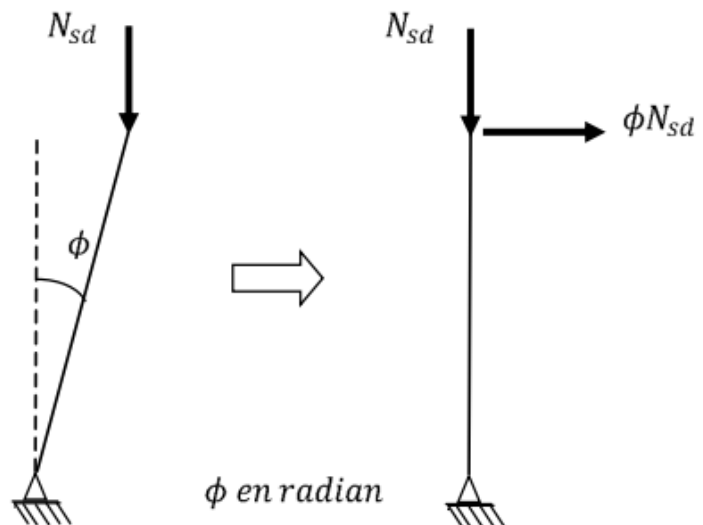


Figure V.7 : Imperfection géométrique.

Avec :

- H<sub>eq</sub>: Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N<sub>sd</sub>: Effort normal de compression dans le poteau.
- phi : Défaut initial d'aplomb.
- phi<sub>0</sub> : Valeur de base.
- alpha<sub>n</sub> : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau.

$-\alpha_m$  : Coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée.

On trouve :

$h = 8,95$  m : hauteur de la structure.

$m = 2$  : nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left[ 1 + \left( \frac{1}{m} \right) \right]} = \sqrt{0.5 \left[ 1 + \left( \frac{1}{2} \right) \right]} = 0,866.$$

$$\alpha_n = 2/\sqrt{h} = 2/\sqrt{8,95} = 0,668$$

$$\phi_0 = 1/350,3 = 0.003$$

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_n \times \alpha_m = 0,003 \times 0,668 \times 0,866 = 0,0017$$

### V.5.1 Modélisation avec les imperfections :

#### a) Efforts en pieds de poteaux aux ELU

Combinaisons ELU	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	H <sub>A</sub>	V <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>E</sub>	H(kN)	V(kN)
<b>Comb 1</b>	52,38	76,43	-52,38	76,43	00	152,86
<b>Comb 2</b>	-44,43	-53,21	-5,76	-43,26	-50,19	-96,47
<b>Comb3</b>	-78,82	-102,12	23,05	-91,06	-55,77	-193,18

**Tableau V.5 :** Efforts en pieds des poteaux aux l'ELU

- Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si :  $|H| \geq 0.15 |V|$

Combinaisons ELU	0.15V	$ H  \geq 0.15  V $
<b>Comb 1</b>	22,93	NON
<b>Comb 2</b>	-14,47	OUI
<b>Comb 3</b>	-28,97	OUI

**Tableau V.6 :** Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb.

#### Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 03 car la condition  $|H| \geq 0.15 |V|$  est vérifiée.

b) Efforts équivalents en tête des poteaux

Combinaison	Poteau 1		Poteau 2	
	$N_{sd}$ (kN)	$H_{eq} = \phi N_{sd}$ (kN)	$N_{sd}$ (kN)	$H_{eq} = \phi N_{sd}$ (kN)
<b>Comb 1</b> <b>1.35G+1.5N</b>	76,43	0,13	76,43	0,13

Tableau V.7 : Efforts équivalent en tête des poteaux.

V.5.2 Calcul des efforts internes additionnels :

a) Effort horizontal en tête du poteau

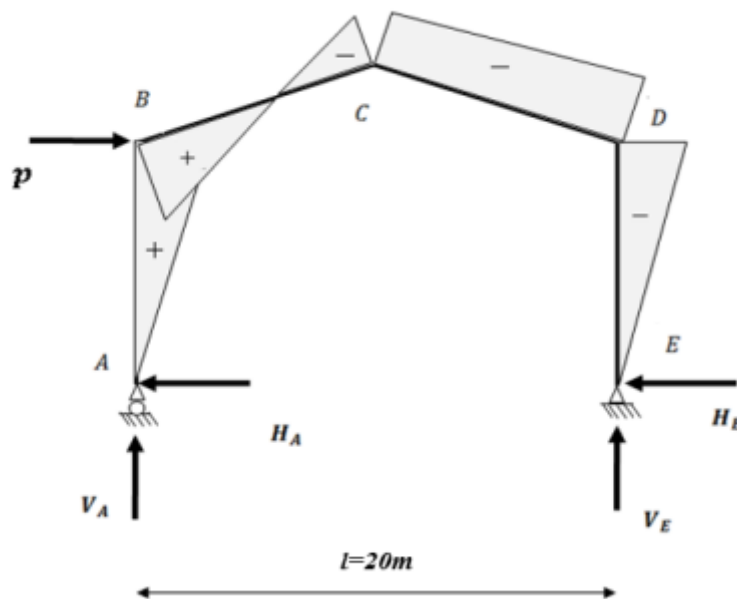


Figure V.8 : Effort horizontal en tête du poteau.

$$P = 2 \times 0.13 = 0.26 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{0.28(3+2 \times 0.28)}{2 \times 4.312} \right] = 0.5578.$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{0.28(3+2 \times 0.28)}{2 \times 4.312} \right] = 0.4422.$$

$$\gamma = \frac{\phi}{2} \left[ 1 - \frac{(1+\phi)(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.28}{2} \left[ 1 - \frac{(1+0.28)(3+2 \times 0.28)}{2 \times 4.312} \right] = 0.066.$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[ 1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,26}{2} \left[ 1 + \frac{0,28(3+2 \times 0,28)}{2 \times 0,28} \right] = 0,14 \text{ KN.}$$

$$H_E = P - H_A = 0,26 - 0,14 = 0,12 \text{ KN.}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0,26 \times 6,95}{35,03} = -0,051 \text{ kN.}$$

$$M_B = \beta Ph = 0,5578 \times 0,26 \times 6,95 = 1,01 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0,4422 \times 0,26 \times 6,95 = -0,80 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0,066 \times 0,26 \times 6,95 = -0,12 \text{ KN.m.}$$

### V.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de $H_{eq}$ :

Combinaisons	Réactions d'appuis (kN)				Moments (kN.m)		
	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$	$M_B$	$M_C$	$M_D$
1.35G+1.5N	52,38	- 52,38	76,43	76,43	-364,25	203,25	-364,25
P	- 0,14	- 0,12	- 0,051	0,051	1,01	-0,12	-0,8
1.35G+1.5N+P	52,24	- 52,5	76,379	76,481	-363,24	203,13	-365,05
1.35G+1.35N+1.35V <sub>3</sub>	- 44,43	- 5,76	- 53,21	- 43,26	308,86	20,5	134,45
G+1.5 V <sub>3</sub>	- 78,82	23,05	- 102,1	- 91,06	548,07	-91,55	354,28

**Tableau V.8 :** Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments avec prise en compte de  $H_{eq}$ .

### V.6 Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$

- Si  $\alpha_{cr} \geq 10$  **Structure rigide** : analyse élastique au 1<sup>er</sup> ordre.
- Si  $\alpha_{cr} < 10$  **Structure souple** : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2<sup>ème</sup> ordre.
- Si  $\alpha_{cr} \geq 15$  **Structure rigide** : analyse plastique.

### V.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique  $\alpha_{cr}$  ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

Avec :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[ \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3R) \left( \frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}} \right) \right]$$

$N_{sd,p}$  : effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p}$  : effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$  : effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$  : effort critique d'Euler dans la traverse

$$R = \frac{I_1 s}{I_2 h} = \frac{s}{h} = \frac{17,63}{6,95} = 2,53.$$

I : le moment d'inertie de l'HEA 400 suivant l'axe yy (estimé)

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 45070}{695^2} = 19319,52 \text{ KN.}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 45070}{1763^2} = 3002,35 \text{ KN.}$$

**Sous la combinaison 1.35G + 1.5N :**

$$N_{sd,t} = 76,43 \sin 6,51 + 52,38 \cos 6,51 = 60,7 \text{ KN.}$$

$$N_{sd,p} = 76,43 \text{ KN.}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[ \frac{60,7}{3002,35} + (4 + 3.3 \times 2,53) \left( \frac{76,43}{19319,52} \right) \right] = 0,07 < 0,1.$$

⇒ Structure rigide

⇒ On opte pour la méthode élastique au 1<sup>er</sup> ordre.

### V.7 Pré-dimensionnement de la traverse :

#### a) Moments sous la combinaison : $1.35G + 1.5N$

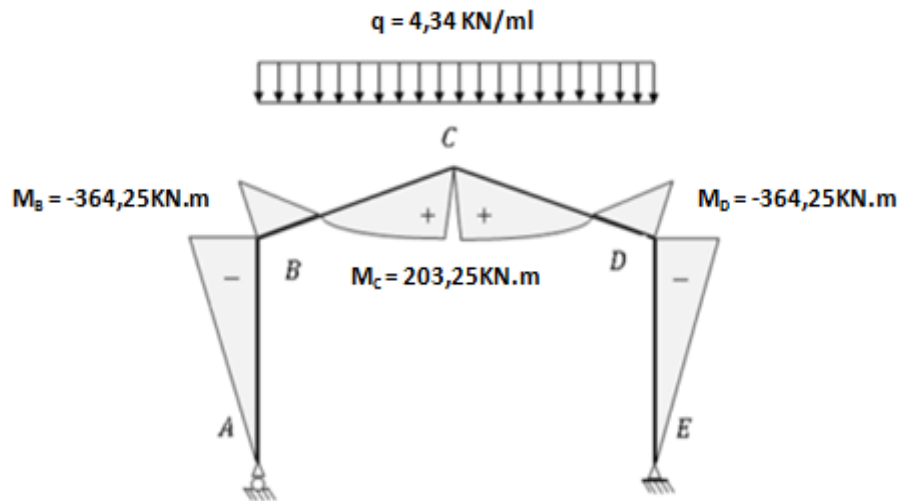


Figure V.9 : Moments sous la combinaison  $1.35G + 1.5N$

#### b) Moments sous la charge équivalente totale $H_{eq}$

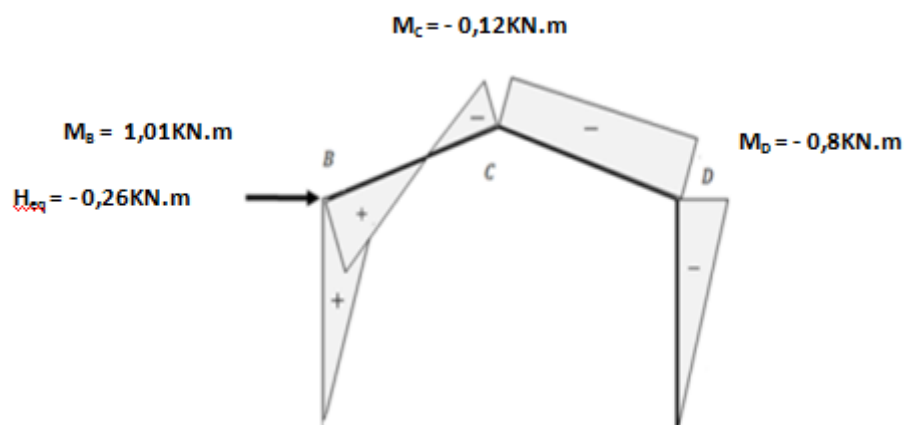


Figure V.10 : Moments sous la charge équivalente totale

#### c) Moments maximaux sollicitant la traverse

- Action vers le bas : (charges de gravités)  
Sous la combinaison :  $1.35G + 1.5N + P$ 
  - Aux appuis :  $M_D = -365,05 - 0,8 = -365,05 \text{ kN.m}$
  - Au faitage :  $M_C = 203,25 - 0,12 = + 203,13 \text{ kN.m}$

- Action vers le haut : (vent de soulèvement)  
Sous la combinaison :  $G + 1.5V_3$
- Aux appuis :  $M_B = + 365,05 \text{ KN.m}$
- Au faitage :  $M_C = -91,55 \text{ KN.m}$

#### d) Calcul préliminaire

$$M_{y.sd} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{365,05 \times 1,1 \times 100}{23,5} = 1708,74 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Soit un HEA 400} \quad W_{ply} = 2562 \text{ cm}^3.$$

#### Remarque :

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

### V.7.1 Vérification de la traverse a l'ELS :

#### V.7.1.1 Vérification de la flèche :

- Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée pondérée de :  $G + N$
- La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$y_{\max} = \frac{1}{384EI_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2) \leq \delta_{\max} = \frac{l}{200}$$

$$q = G + N = 2,247 + 0,888 = 3,135 \text{ KN/ml}$$

$$E = 2,1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 45070 \text{ cm}^4$$

$$L = 35,03 \text{ m}$$

$$M_B = 261,58 \text{ kN.m (sous la combinaison G+N)}$$

$$y_{\max} = \frac{1}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 45070} (5 \times 3,135 \times 10^{-2} \times 3503^4 - 48 \times 261,58 \times 3503^2)$$

$$y_{\max} = 16,96$$

$$\delta_{\max} = \frac{1}{200} = \frac{3503}{200}$$

Donc :  $y_{\max} = 16,96 < \frac{1}{200} = 17,515$ .....condition vérifiée

**V.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU :**

Bilan des efforts :( sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

$$M_{y.sd} = 365,05 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 76,48 \sin 6,51 + 52,5 \cos 6,51 = 60,83 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 76,48 \cos 6,51 - 52,5 \sin 6,51 = 70,03 \text{ KN}$$

• **Données concernant l'HEA 400 :**

Profilé HEA 400	Dimensions				Caractéristiques du calcul									
	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	A cm <sup>2</sup>	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	W <sub>pl.y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl.z</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>el.y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>el.z</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
	390	300	11	19	159	57,33	2562	872,9	2311	570,9	45070	8564	16,84	7,34

**Tableau V.9 :** Caractéristiques géométriques de l'HEA 400.

• **Classe de la section :**

- **Classe de la semelle (semelle comprimée) :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{300/2}{19} = 7,89 < 10 \text{ semelle est de classe 01}$$

- **Classe de l'âme (flexion composée) :**

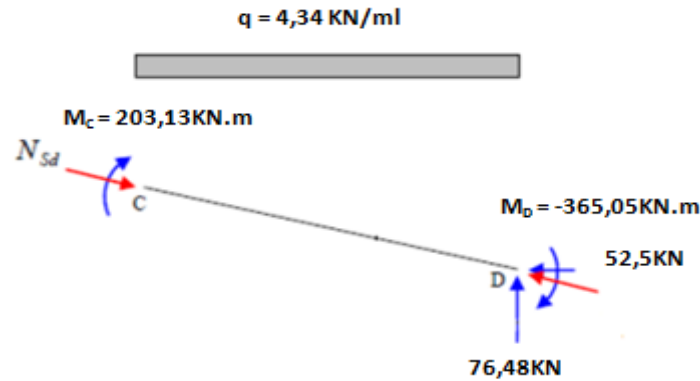
$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{60,83}{1,1 \times 23,5} = 2,35 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) = \frac{1}{60,83} \left( \frac{60,83+2,35}{2} \right) = 0,54 > 0,5.$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1} \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09 \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1} = \frac{396}{13 \times 0,54-1} = 65,78 \quad \text{l'âme est de classe 01}$$

**Donc la section est de classe 1**



**Figure V.11 :** Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU avec prise en compte de Heq.

**V.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :**

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

**a) Incidence de l'effort tranchant :**

Si  $V_{z.sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$  il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

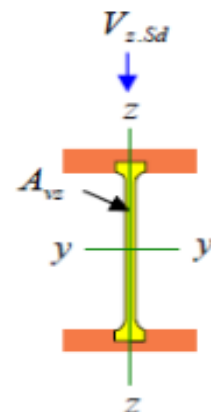
$$V_{z.sd} = 70,03 \text{ kN}$$

$$A_{vz} = 57,33 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{57,33 \left( \frac{23,5}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 707,12 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 70,03 \text{ kN} < 0.5 V_{pl.Rd} = 353,56 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.



**Figure V.12 :** Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée

**b) Incidence de l'effort normal :**

Si :  $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 60,83 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{159 \times 23,5}{1,1} = 3396 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 3396 = 849 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 159 - (2 \times 30 \times 1,9) = 45 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 45 \times 23,5 / 1,1 = 480,68 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 60,83 \text{ KN} < \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 849 \text{ KN} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 480,68 \text{ KN}).$$

$$N_{sd} = 60,83 \text{ KN} < 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 480,68 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

**c) Vérification de la section à la résistance :**

On doit vérifier que :  $M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$

Section de classe 1 :  $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \times 23,5}{1,1} = 54733,6 \text{ KN.cm}$$

$$M_{y,sd} = 365,05 \text{ KN.m} = 36505 \text{ KN.cm}$$

$$M_{y,sd} = 36505 \text{ KN.cm} < M_{c,Rd} = 54733,6 \text{ KN.cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**V.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

**a) Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

## b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

## ACTION VERS LE BAS :

## a) Vérification vis-à-vis du flambement :

- Calcul des coefficients de réduction pour le flambement  $\chi_y$  et  $\chi_z$

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

## ➤ Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1751,5}{\cos 6,51} = 1762,86 \text{ cm (longueur de la traverse).}$$

## ➤ Calcul de l'élançement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1762,86}{16,84} = 104,68$$

## ➤ Calcul d'élançement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2,1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \left[ \beta_A \right]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{104,68}{93,9} = 1,11$$

## ➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \text{ et } t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a**       $\alpha = 0,21$

## ➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0,5892$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors le plan du portique) :

## ➤ Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{875,75}{\cos 6,51} = 881,43 \text{ cm (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent).}$$

## ➤ Calcul de l'élançement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{881,43}{7,34} = 120,08$$

## ➤ Calcul d'élançement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2,1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \left[ \beta_A \right]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{120,08}{93,9} = 1,27.$$

## ➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,16 > 1,2 \text{ et } t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z: courbe **b**       $\alpha = 0,34$

## ➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0,4416$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0,5892 ; 0,4416)$$

$$\chi_{min} = 0,4416.$$

- **Calcul du coefficient  $k_y$  :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec : 
$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Où :  $\beta_{My}$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

- $\beta_{My} = \beta_{M\phi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M\phi} - \beta_{M\phi})$
- $\beta_{M\phi} = 1.8 - 0.7\phi$
- $\phi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{203,13}{365,05} = -0,55.$
- $\beta_{M\phi} = 1.8 - [0.7 \times (-0,55)] = 2,185$
- $M_Q = \frac{q.l^2}{8} = \frac{4,34 \times 17,515^2}{8} = 166,42 \text{ KN.m}$
- $\Delta M = 365,05 + 203,13 = 568,18 \text{ KN.m}$
- $\beta_{M\phi} = 1.3$  Cas de charge uniformément répartie.
- $\beta_{My} = 2,185 + \frac{166,42}{568,18} (1,3 - 2,185) = 1,92$
- $\mu_y = 1,23 (2 \times 1,92 - 4) + \frac{2562 - 2311}{2311} = -0,07 < 0.9$

On aura donc : 
$$k_y = 1 - \frac{-0,07 \times 60,83}{0,5892 \times 159 \times 23,5} = 1,002$$

### Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} = \frac{60,83}{0,4416 \times 3396} + \frac{1,001 \times 365,05}{547,33} = 0,71 < 1 \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### b) Vérification vis-à-vis du déversement :

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

**Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux. Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes :

• **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \psi + 0.52 \psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$  : Moments aux extrémités du tronçon.

$$M_b = -365,05 \text{ KN.m}$$

**Calcul du moment au point quelconque P :**

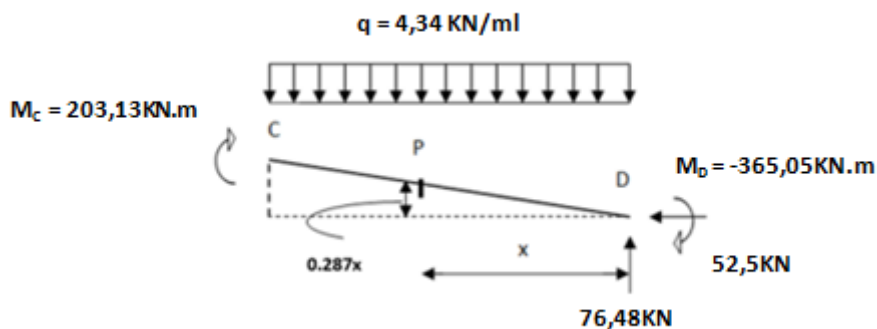


Figure V.13 : Calcul du moment au point quelconque P

- $M_p = (76,48x) - (365,05) - [(52,5)(0,287x)] - (4,34 \frac{x^2}{2})$
- $M_p = -2,17x^2 + 61,42x - 365,05$
- $M_a = M_p(x = 8,81m) = -2,17(8,81)^2 + 61,42(8,81) - 365,05$
- $M_a = M_p = 7,63 \text{KN.m}$
- $\psi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{7,63}{365,05} = -0,02$
- $C_1 = 1,88 - 1,4(-0,02) + 0,52(-0,02)^2 = 1,91 < 2,7$ 
  - $l = 8,81 \text{ m}$  : longueur de flambement latérale.
  - $i_z = 7,34 \text{cm}$
  - $h = 35 \text{ cm}$
  - $t_f = 1,9 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{881/7,34}{1,91^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{881/7,34}{390/19} \right)^2 \right]^{0,25}} = 67,69$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{67,69}{93,9} = 0,72 > 0,4 \rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

### Axe de flambement Y-Y :

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$  : pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0,49$  : pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 \geq 1,2 \end{array} \right. \quad \text{Courbe de flambement a}$$

$\chi_{LT} = 0,8382$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

### • Calcul du coefficient $k_{LT}$ :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec :  $\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,9$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8 - 0,7(-0,02) = 1,81$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,27 \times 1,81 - 0,15 = 0,19$$

$$k_y = 1 - \frac{0,19 \times 60,83}{0,4416 \times 159 \times 23,5} = 0,99 \leq 1.5$$

• **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} = \frac{60,83}{0,4416 \times 3396} + \frac{0,99 \times 365,05}{0,8382 \times 547,33} = 0,82 < 1$$

⇒ Condition vérifiée.

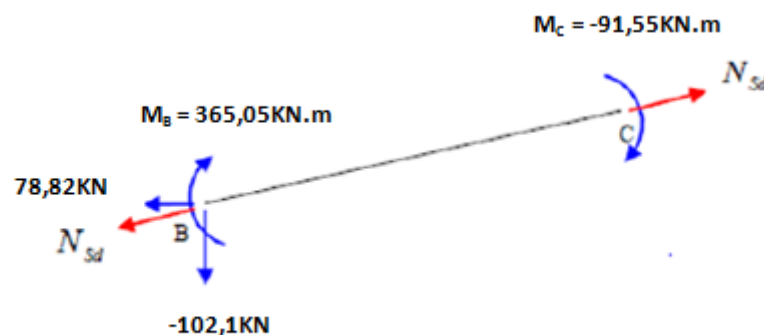
**ACTION VERS LE HAUT :**

- Bilan des efforts : (sous la combinaison G + 1.5V3)

$$M_{y.sd} = 365,05 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = -102,1 \sin 6,51 - 78,82 \cos 6,51 = -87,88 \text{ KN.}$$

$$V_{z.sd} = -102,1 \cos 6,51 + 78,82 \sin 6,51 = -92,5 \text{ KN.}$$



**Figure V.14 :** Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.

**a) Vérification au déversement :**

- Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur. L'effort  $N_{sd}$  est un effort de traction sous

l'action du vent de soulèvement. Le déversement est plus contraint quand l'effort de traction est négligeable.

La formule de vérification au déversement devient :

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

### Calcul du coefficient de réduction pour le déversement $\chi_{LT}$ :

L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_Z$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \varepsilon \varepsilon \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \text{ avec } i_z = 7,34 \text{ cm ; } h = 39 \text{ cm ; } t_f = 1,9 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec : } C_1 = 1,88 - 1,4 \psi + 0,52 \psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$  : Moments aux extrémités du tronçon.

$$M_a = -91,55 \text{ KN} < M_b = 548,07 \text{ KN}$$

$$\psi = \frac{-91,55}{548,07} = -0,167.$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4 (-0,167) + 0,52 (-0,167)^2 = 2,12 \leq 2,7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{881/7,34}{2,12^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{881/7,34}{390/19} \right)^2 \right]^{0.25}} = 64,25.$$

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{64,25}{93,9} = 0,68 > 0,4 \rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

### Axe de flambement Y-Y :

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

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

$\alpha_{LT} = 0.49$  : pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT}=0.21 \\ \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 \geq 1.2 \end{array} \right. \quad \text{Courbe de flambement a}$$

$\chi_{LT} = 0,8569$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

- **Vérification au déversement :**

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} = \frac{365,05}{0,8569 \times 547,33} = 0,78 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

L'élément est vérifiée au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (**HEA 400**) est vérifiée aux états limites ultimes et de services donc vérifiée a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

**V.8 Pré-dimensionnement du poteau :**

- Bilan des efforts :(sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

$$M_{y.sd} = -365,05 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 76,48 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = -52,5 \text{ KN}$$

**V.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

**c) Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

**d) Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

## a) Vérification vis-à-vis du flambement :

- Calcul des coefficients de réduction pour le flambement  $\chi_y$  et  $\chi_z$

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

## ➤ Longueur de flambement :

$$l_y = 600 \text{ cm}$$

## ➤ Calcul de l'élançement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{16,84} = 35,63$$

## ➤ Calcul d'élançement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \left[ \beta_A \right]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{35,63}{93,9} = 0,38$$

## ➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \text{ et } t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a**       $\alpha = 0,21$

## ➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0,9580$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors le plan du portique) :

## ➤ Longueur de flambement :

$$l_z = 135 \text{ cm (entraxe des lisses).}$$

## ➤ Calcul de l'élançement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{135}{7,34} = 18,39$$

## ➤ Calcul d'élançement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \left[ \beta_A \right]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{18,39}{93,9} = 0,19$$

## ➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \text{ et } t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z: courbe **b**       $\alpha = 0,34$

## ➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 1$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0,9580 ; 1)$$

$$\chi_{min} = 0,9580$$

- **Calcul du coefficient  $k_y$  :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec : 
$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

**Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{My}$  :**

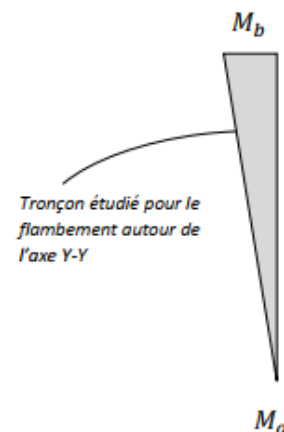
**Cas de moment d'extrémité**

Où :  $\beta_{My}$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

Le facteur  $\beta_{My}$  doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré.

Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul  $\beta_{My}$  ne peut être le même que  $\beta_{My}$

- $\varphi = \frac{Ma}{Mb} = -\frac{0}{365,05} = 0$
- $\beta_{My} = \beta_{M\varphi} = 1.8$
- $\mu_y = 0,38 (2 \times 1,8 - 4) + \frac{2562 - 2311}{2311} = -0,043$
- $k_y = 1 - \frac{-0,043 \times 76,48}{0,9580 \times 159 \times 23,5} = 1,001 < 1.5$



**Figure V.15 :** Moments en tête et en pied du poteau.

**Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} = \frac{76,48}{0,9580 \times 3396} + \frac{1,001 \times 365,05}{547,33} = 0,69 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Vérification vis-à-vis du déversement :**

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\lambda_{LT}$  :**

- Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

- Calcul d'élançement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \psi + 0.52 \psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$$[M_a < M_b]$$

$$M_b = -365,05 \text{ kN.m}$$

- $M_a = M_{y, sd}(x = 4\text{m}) = \frac{365,05 \times 2,7}{6,95} = 141,82 \text{ kN.m}$

- $\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{141,82}{365,05} = 0,39$

- $C_1 = 1.88 - 1.4 (0,39) + 0.52 (0,39)^2 = 1,04 < 2.7$

- $l = 135 \text{ cm}$

- $i_z = 7,34 \text{ cm}$

- $h = 39 \text{ cm}$

- $t_f = 1,9 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{135/7,34}{1,04^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{135/7,34}{39/1,9} \right)^2 \right]^{0,25}} = 17,86$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{17,86}{93,9} = 0,19 > 0,4 \rightarrow \text{il y a pas un risque de déversement.}$$

### Axe de flambement Y-Y :

$\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement.

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

$\alpha_{LT} = 0.49$  : pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT}=0.21 \\ \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 \geq 1.2 \end{array} \right. \quad \text{Courbe de flambement a}$$

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

$\chi_{LT} = 1$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

- **Calcul du coefficient  $k_{LT}$  :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

Avec  $\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$

- $\beta_{MLT} = \beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi = 1.8 - 0.7 \times (0,39) = 1,5$
- $\mu_{LT} = 0.15(0,19) \cdot (1,5) - 0.15 = -0,11$
- $k_{LT} = 1 - \frac{-0,11 \times 76,48}{1 \times 159 \times 23,5} = 1 < 1.5$
- Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} = \frac{76,48}{1 \times 3396} + \frac{1 \times 365,05}{1 \times 547,33} = 0,69 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### V.9 Conclusion :

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (**HEA 400**) est adéquat et convient comme poteau du portique.

# **Chapitre VI**

## **Calcul des contreventements**

## INTRODUCTION

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs,... Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

### VI.1 Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

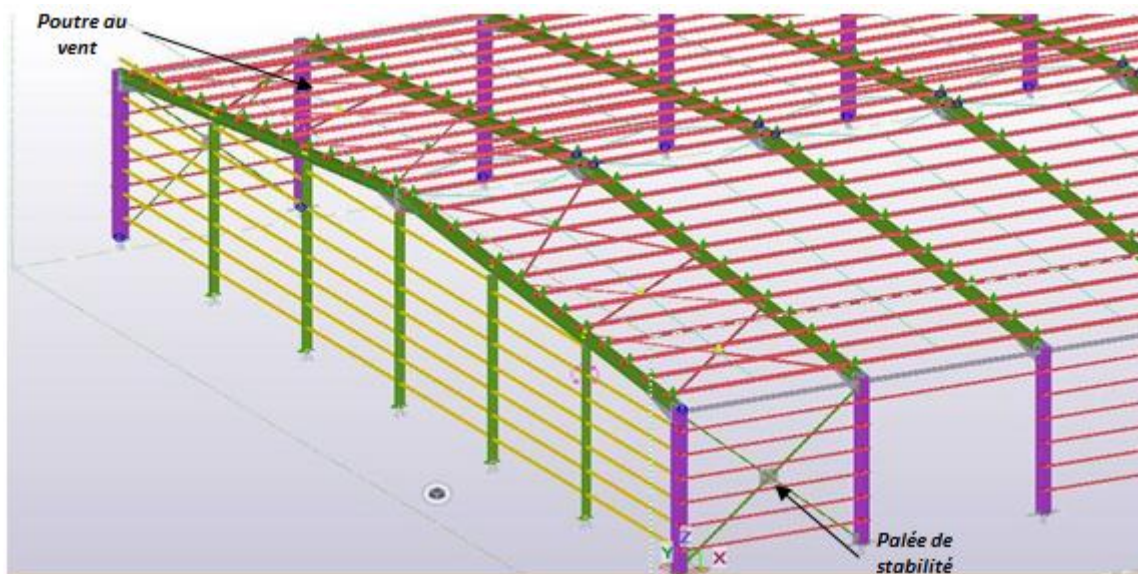


Figure VI.1 : Dispositions des contreventements

### VI.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

#### VI.2.1 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

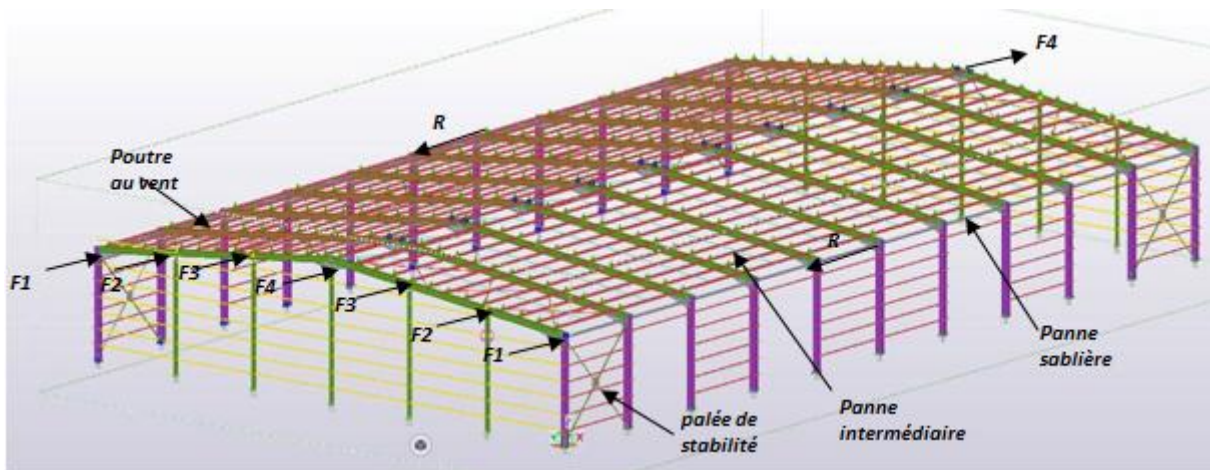


Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons

VI.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

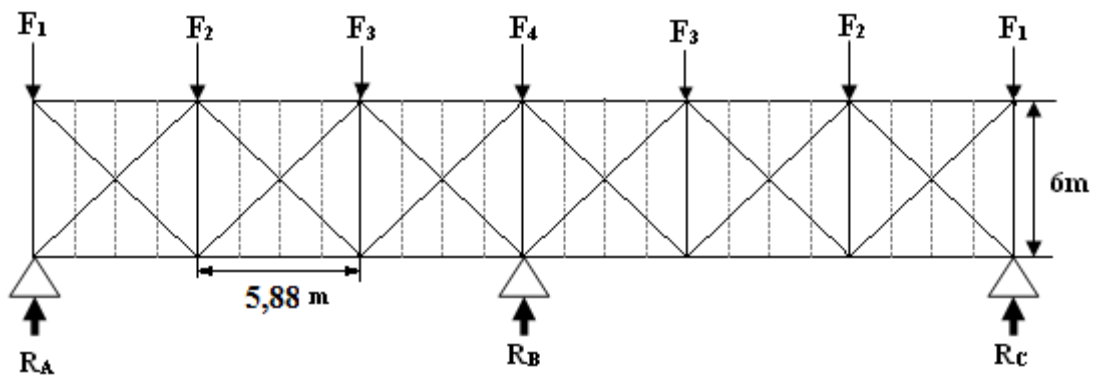
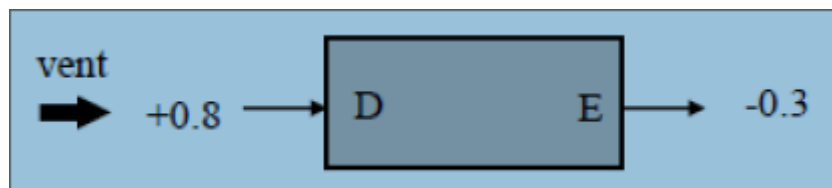


Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent

Comme on l’a vu dans l’étude au vent (chapitre2) :

– La valeur de Ce est donnée ci-dessous



- Le coefficient de réduction :

$$\Sigma Cr = CeD + CeE = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- La pression dynamique qh :

$$Q_{dyn} = q_{ref} \times Ce(z) = 37.5 \times 1.708 = 64,05 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } Ce(z) = 1.708$$

- **La pression du vent :**

$$W_s = ph = C_d \times q_{\text{dyn}} \times \Sigma Cr = 0,91 \times 64,05 \times 1,1 = 64,11 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_d = 0,91.$$

On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) :

$$F_{fr} = 5417,09 \text{ daN. (Chapitre 02)}$$

- **Les hauteurs h :**

$$h_1 = 6,95\text{m} ; h_2 = 7,62\text{m} ; h_3 = 8,29\text{m} ; h_4 = 8,95\text{m}.$$

**a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :**

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left( 64,11 \times \frac{6,95}{2} \times \frac{35,03}{8} \right) + \frac{5417,09}{8} = 1652,64 \text{ daN.}$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left( 64,11 \times \frac{7,62}{2} \times \frac{35,03}{4} \right) + \frac{5417,09}{4} = 3493,37 \text{ daN.}$$

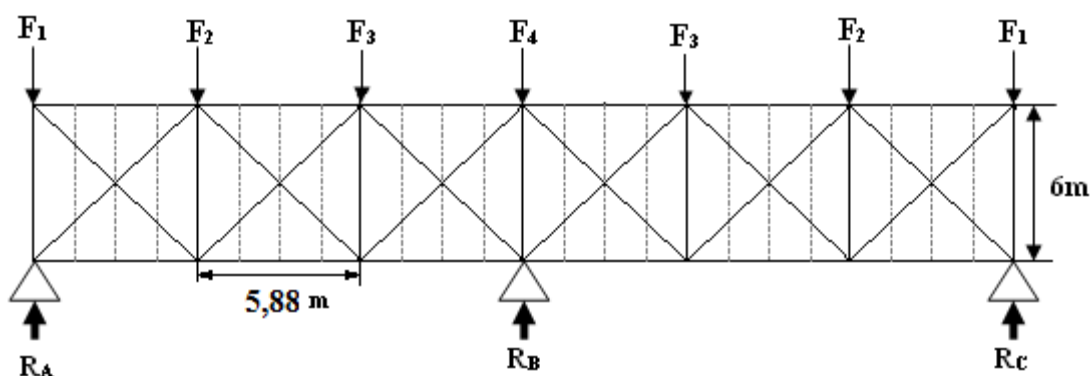
$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left( 64,11 \times \frac{8,29}{2} \times \frac{35,03}{4} \right) + \frac{5417,09}{4} = 3681,45 \text{ daN.}$$

$$F_4 = \left( V \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left( 64,11 \times \frac{8,95}{2} \times \frac{35,03}{4} \right) + \frac{5417,09}{4} = 3866,73 \text{ daN.}$$

**b) Effort de traction dans les diagonales :**

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.



**Figure VI.4 :** Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

**Par la méthode des coupures :**

On établit que l'effort **Fd** dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$Fd \cdot \cos\theta + F1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2 \times (F_1 + F_2 + F_3) + F_4}{2} = \frac{2 \times (1652,64 + 3493,37 + 3681,45) + 3866,73}{2}$$

$$R = 10760,82 \text{ daN.}$$

$$\tan\theta = \frac{5,88}{6} \quad \longrightarrow \quad \text{Arctan}\theta = \frac{5,88}{6} = 44,42^\circ.$$

$$D'où : F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{10760,82 - 1652,64}{\cos 44,42^\circ} = 12752,47 \text{ daN} = 127,52 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 127,52 = 191,28 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 191,28 \text{ KN.}$$

### c) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma \times M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{pl,Rd} \times \gamma \times M_0}{f_y} = \frac{191,28 \times 1,1}{23,5} = 8,95 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \mathbf{A = 8,95 \text{ cm}^2.}$$

On opte pour une cornière isolée de **L70×70×8** d'une section  $A = 10,7 \text{ cm}^2$  avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

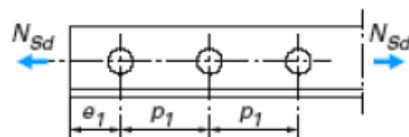
- **Section nette :**

$$A_{nette} = 10,7 - 0,5 \times 1,3 = 10,05 \text{ cm}^2.$$

### VI.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$



Où  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe  $P1$  des trous.

Tableau 1 – Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

Tableau VI.1: Coefficients minorateurs  $\beta_1$  et  $\beta_2$ .**Exemple :**

Attache de 3 boulons et plus :  $p = 100\text{mm}$  ;  $e = 25\text{mm}$

$P_1 = 100\text{mm} > 5.0d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$  avec :  $d_0 = 13\text{mm}$  : diamètre des trous

Donc :  $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,7 \times 10,05 \times 3600}{1,25}$$

$$N_{u,Rd} = 202,6 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 191,28 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 202,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{vérifiée.}$$

**Conclusion**

Une cornière isolée de **L70×70×8** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

**VI.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :**

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

- Les formules de vérification sont les suivantes :

**a) Flexion composée déviée (bi axiale) :**

**Vérification de la section à la résistance :**

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

Avec :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,1 \times 2350}{1,1} = 42940,9 \text{ daN.}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,1 \times 23,5}{1,1} = 557,59 \text{ daN. m.}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123,9 \times 23,5}{1,1} = 2646,95 \text{ daN. m.}$$

- Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

### Flexion déviée : (calcul des pannes chapitre 3)

$$G = 37,41 \text{ daN /ml.}$$

$$N = 21,61 \text{ daN /ml.}$$

### Compression : (calcul des contreventements)

$$W_s = F_3 = 3681,45 \text{ daN.}$$

### Combinaison de charge :

$$1,35G + 1,35N + 1,35V$$

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35N$$

$$N_{sd} = 1,35V$$

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35N = 1,35(37,41) + 1,35(21,61) = 79,67 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 79,67 \times \cos(6,51^\circ) = 79,15 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{79,15 \times 6^2}{8} = 356,17 \text{ daN. m.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 79,67 \times \sin(6,51) = 9,03 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{9,03 \times 3^2}{8} = 10,16 \text{ daN. m.}$$

$$N_{sd} = 1,35W_s = 1,35(3681,45) = 4969,95 \text{ daN.}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{4969,95}{42940,9} = 0,11 \text{ donc } \beta = 5n = 0,55.$$

### b) Vérification s'il y a présence de l'effort normal

Si :  $N_{sd} \leq \text{Min}(0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 4969,95 \text{ daN.}$$

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 42940,9 = 10735,22 \text{ daN.}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 = 7,96 \text{ cm}^2.$$

$$0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 7,96 \times 2350 / 1,1 = 8502,72 \text{ daN}$$

$$\text{Min}(0,25 N_{pl,Rd} = 10735,22 \text{ daN} ; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 8502,72 \text{ daN})$$

$N_{sd} = 4969,95 \text{ daN} \leq 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 8502,72 \text{ daN}$ ..... vérifiée.

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl,y, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{pl,z, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

$$\left( \frac{356,17}{2646,95} \right)^2 + \left( \frac{10,16}{557,59} \right)^{0,55} = 0,128 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### VI.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

#### Semelle supérieure :

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

#### Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

#### Combinaison à l'ELU :

$$G - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

$$N_{sd} = 1.5V$$

Avec :

-  $G = 37,41 \text{ daN /ml}$  : Charge permanente

-  $W_s = -206,48 \text{ daN /ml}$  : Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)

-  $W_s' = F_3 = 3681,45 \text{ daN}$  : Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (Montant de la poutre au vent).

**Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

## a) Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\left( \frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} \right) + \left( \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right) + \left( \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

## b) Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\left( \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} \right) + \left( \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \right) + \left( \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

Avec :  $M_{pl,z,Rd} = 557,59$  daN.m

$M_{pl,y,Rd} = 2646,95$  daN.m

## Charge de flexion : (chapitre 2 calcul des pannes : vérification au déversement)

$Q_z = -272,55$  daN/ml                       $M_{y,sd} = 356,17$  daN.ml

$Q_y = 5,72$  daN/ml                               $M_{z,sd} = 10,16$  daN.ml

## Charge de compression : (calcul des contreventements)

$N_{sd} = 1,5V' = 1,5(3681,45) = 5522,17$  daN.

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

➤ Longueur de flambement :

$l_y = L = 600$  cm.

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,18$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[ \frac{2,1 \times 10^4}{2350} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_a]^{0,5}; \beta_a = 1 \text{ (section 1, 2 et 3).}$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{91,18}{93,9} = 0,97$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2 \text{ et } t_f = < 40 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe a →  $\alpha = 0,21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0,6865$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique) :

➤ Longueur de flambement :

$l_y = L = 600$  cm.

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{1,84} = 163,04$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[ \frac{2,1 \times 10^4}{2350} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_a]^{0,5}; \beta_a = 1 \text{ (section 1, 2 et 3).}$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{163,04}{93,9} = 1,73$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2 \text{ et } t_f = < 40 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe a →  $\alpha = 0,21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0,2699$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

$$\chi_{min} = \min(0.6895 ; 0.2699) = \mathbf{0.2699}$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\lambda_{LT}$**

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_a]^{0,5}; \beta_a = 1 \text{ (section 1, 2 et 3) et } \lambda_1 = 93,9.$$

$\lambda_{LT}$ : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C1)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{300}{1,84}}{(1,132)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{300/1,84}{160/7,4} \right)^2 \right]^{0,25}} = 109,44.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{109,44}{93,9} = 1,16 > 0,4 \rightarrow \text{il y'a risque de déversement.}$$

Courbe **a**  $\rightarrow \alpha = 0.21$  et  $\chi_{LT} = \mathbf{0.5557} < 1$  ..(Tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a).

➤ **Calcul du coefficient  $k_y$  :**

- $\beta_{My}$ : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{My} = 1.3$ .

$$\mu_y = \lambda_y \times (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 0,97(2 \times 1,3 - 4) + \left( \frac{124 - 109}{109} \right)$$

$$\mu_y = -1.22 < 0,9.$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1,22 \times 5522,17}{0,6865 \times 20,1 \times 2350} = 1.20 < 1.5$$

➤ **Calcul du coefficient  $K_{LT}$  :**

- $\beta_{MLT}$  Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{MLT} = 1.3$ .

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 1,73 \times 1,3 - 0,15 = 0,18 < 1,5$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_{LT} \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0,18 \times 5522,17}{0,2699 \times 20,1 \times 2350} = 1.07 < 1.5$$

➤ **Calcul du coefficient  $K_z$  :**

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{Mz} = 1.3$ .

$$\mu_z = \lambda_z \times (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 1,73(2 \times 1,3 - 4) + \frac{26,1 - 16,7}{16,7}$$

$$\mu_z = -1.85 < 0,9.$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1,85 \times 5522,17}{0,2699 \times 20,1 \times 2350} = 1.80$$

**Vérification au flambement :**

$$\left( \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} \right) + \left( \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \right) + \left( \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

$$\left( \frac{5522,17}{0,2699 \times 42940,9} \right) + \left( \frac{1,2 \times 356,17}{2646,95} \right) + \left( \frac{1,8 \times 10,16}{557,59} \right) \leq 1.$$

0.47 + 0.16 + 0.03 = 0.66 < 1 .....OK.

**Vérification au déversement :**

$$\left( \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} \right) + \left( \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \right) + \left( \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

$$\left( \frac{5522,17}{0,2699 \times 42940,9} \right) + \left( \frac{1,07 \times 356,17}{2646,95} \right) + \left( \frac{1,8 \times 10,16}{557,59} \right) \leq 1.$$

0.47 + 0.14 + 0.03 = 0.64 < 1.....OK.

**Conclusion**

Le profilé choisi **IPE 160** est adéquat comme panne de toiture.

**VI.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :**

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

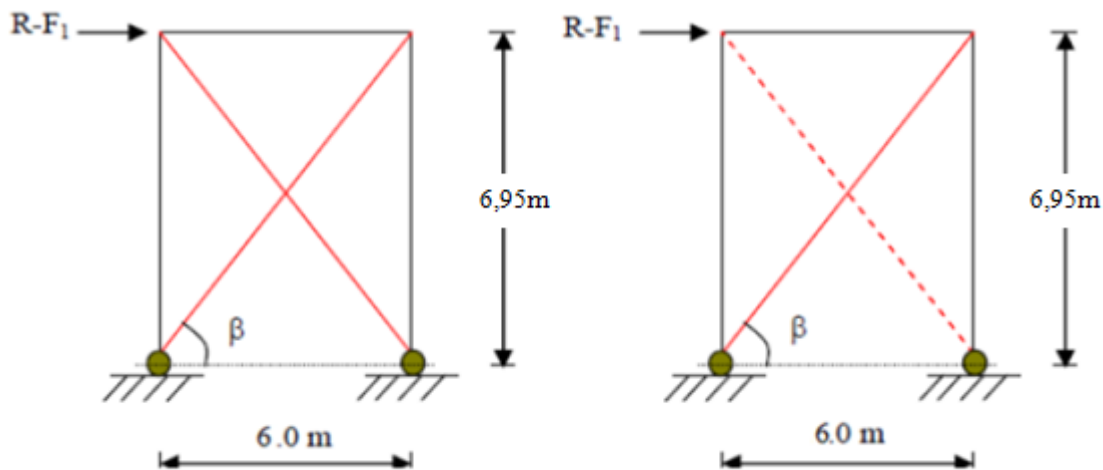


Figure VI.5 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Par la méthode des coupures :

a) Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cdot \cos \beta = R - F_1$$

Avec :

$$R = 10760,82 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{6,95}{6} \rightarrow \text{Arctg} \beta = \frac{6,95}{6} = 49^\circ$$

$$D'où : N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{10760,82 - 1652,64}{\cos 49^\circ} = 133,83 \text{ KN}$$

$$N = 133,83 \text{ daN}$$

b) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 13383$$

$$N_{sd} = 20074 \text{ daN} = 200.74 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{200,74 \times 1,1}{23,5} = 9,39 \text{ cm}^2$$

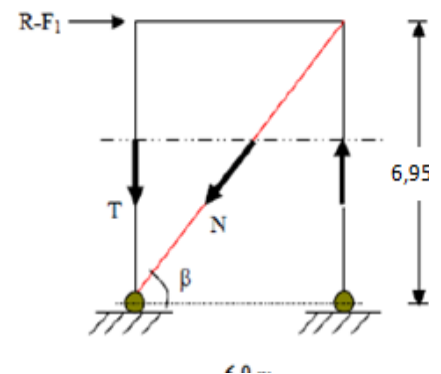


Figure VI.6 : Effort de traction dans la diagonale tendue.

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 70×70×8 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit **L70×70×8** (A =10,7cm<sup>2</sup>)

Section nette :  $A_{nette} = 10,7 - 0,5 \times 1,3 = 10,05 \text{ cm}^2$ .

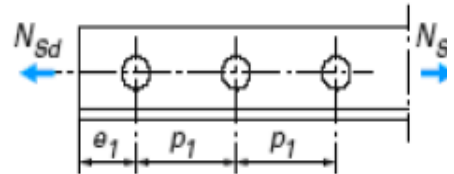
**VI.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :**

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{u,Rd} = 202,6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 200,74 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 202,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Ok}$$



**VI.4 Conclusion**

Une cornière isolée de **L70×70×8** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.

# **Chapitre VII**

## **Etude des assemblages**

## 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. La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause. Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

### VII.1 Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnés HR.

Il existe deux types de boulons :

- **Les boulons ordinaires** : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- **Les boulons HR** : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ( $\mu$ ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

## VII.2 Avantages des boulons HR :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

## VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :

- 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

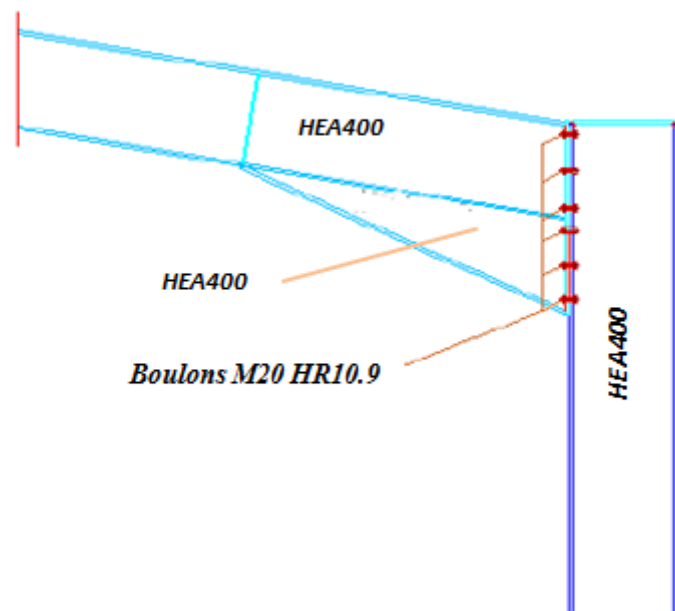


Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

### VII.3.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

### VII.3.2 Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

- La combinaison la plus défavorable ELU (1.35G+1.5N+P)

$$M_{sd} = -365,05 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = -52,5 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 76,48 \text{ kN}$$

### VII.3.3 les composants de l'assemblage :

- Poteau en HEA 400.
- Poutre HEA 400.
- Jarret HEA 400.
- Platine 840× 340× 20

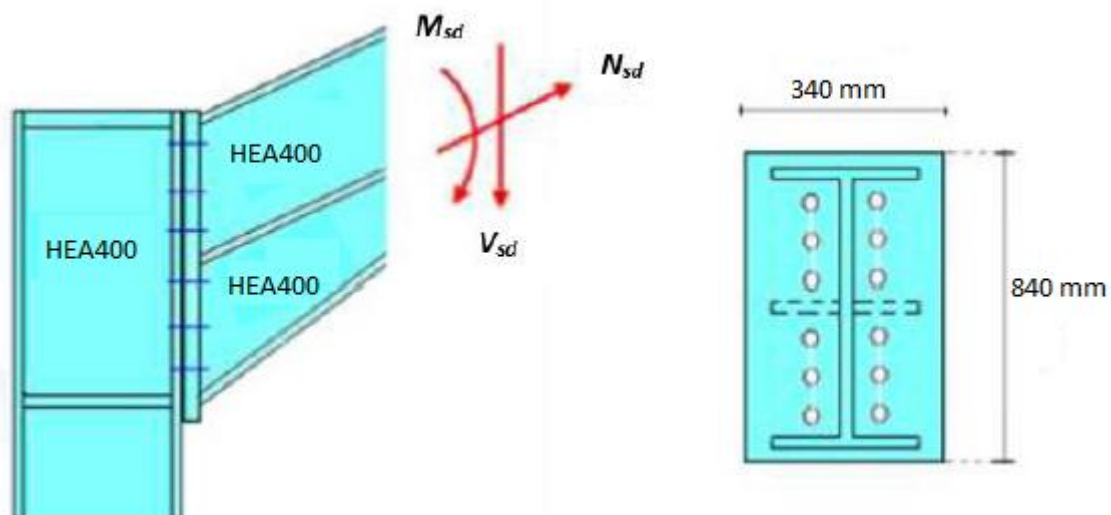


Figure VII.2 : détails d'assemblage.

### VII.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

**Poutre HEA 400:**

$$t_{fb} = 19 \text{ mm} ; \quad t_{wb} = 11 \text{ mm} ; \quad b_b = 300 \text{ mm}$$

$$x = 19 \sqrt{\frac{300}{11}} = 99,22$$

Avec :

$$d_1 = 760 \text{ mm,}$$

$$d_2 = 630 \text{ mm,}$$

$$d_3 = 500 \text{ mm,}$$

$$d_4 = 370 \text{ mm,}$$

$$d_5 = 240 \text{ mm.}$$

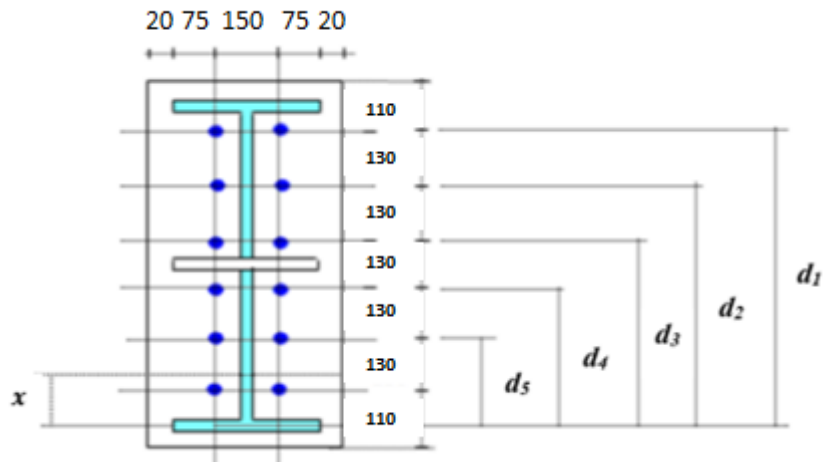


Figure VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

### VII.3.5 Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \longrightarrow N_1 = \frac{M_{Rd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

$N_1$  : Effort max de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

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

- Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

$n$  : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

#### a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- Boulons de diamètre 20 mm :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2,$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN pour un boulon.}$$

#### b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (240^2 + 370^2 + 500^2 + 630^2 + 760^2) = 1419000 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1419000 \times 10^{-3}}{760} = 640,41 \text{ KN}$$

$M_{sd} = 365,05 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 640,41 \text{ KN.m}$ .....condition vérifiée.

**VII.3.6 Résistance de l’assemblage sous l’effort tranchant :**

Par boulon :  $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{52,5}{12} = 4,375 \text{ KN}$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1.0$  : trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$  : un plan de frottement

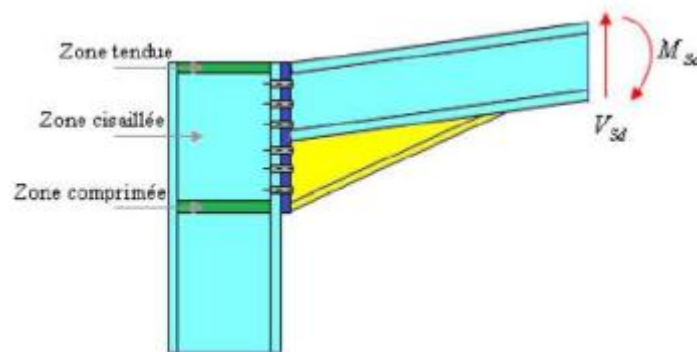
$\mu = 0.3$  : Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

$F_p$ : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171,5}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$\frac{V_{sd}}{n} = 4,375 \text{ KN} < V_{rd} = 41,16 \text{ KN}$ .....condition vérifiée.

**VII.3.7 Vérification à la résistance de l’âme du poteau dans la zone tendue :**



**Figure VII.4:** Résistance de l’âme du poteau dans la zone tendue.

Il faut vérifier que :

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

## a) Résistance à la traction :

$$F_{t.rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

 $F_{t.rd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction $t_{wc}$  : Épaisseur de l'âme du poteau $b_{eff}$  : Entre axe des boulons ( $p=110$  mm).

$$F_{t.rd} = 1,1 \times 13 \times \frac{23,5}{1,1} = 305,5 \text{ KN}$$

## b) Efforts de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{365,05}{0,39 - 0,019} = 938,9 \text{ KN}$$

$$F_v = 938,9 \text{ KN} > F_{t.rd} = 305,5 \text{ KN}$$

D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14 mm).

## VII.3.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c.rd}$$

a) Calcul de  $F_{c.rd}$  :

$$F_{c.rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2ap\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\text{Lorsque } \sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y \quad K_c = 1$$

$$\text{Lorsque } \sigma_{c.sd} > 0,7 f_y \quad K_c = 1,7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{52,5}{159} + \frac{365,05 \times 2,5}{45070} = 0,35 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Et } 0,7 f_y = 0,7 \times 23,5 = 16,45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Alors } \sigma_{c.sd} = 0,35 \text{ KN/cm}^2 < 0,7 f_y = 16,45 \text{ KN/cm}^2 \implies K_c = 1$$

- $t_p = 20$  mm : épaisseur de la platine d'extrémité
- $b_{eff} = 19 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(19 + 27) + 2 \times 20 = 303,14$  mm
- $t_{tb}$ : épaisseur de la semelle de la poutre
- $t_{fc}$ : épaisseur de la semelle du poteau
- $t_p$ : épaisseur de la platine d'extrémité
- $r_c$ : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- $\alpha_p$ : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0 mm)

$$\text{Si } \lambda_{BP} \leq 0.72 \quad \rho = 1$$

$$\text{Si } \lambda_{BP} > 0.72 \quad \rho = (\lambda_{BP} - 0.2)/\lambda_{BP}^2$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} : \text{Élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{30,314 \times 29,8 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1,1^2}} = 0,85 > 0,72$$

$$\rho = (\lambda_{BP} - 0.2)/\lambda_{BP}^2 = (0,85 - 0.2)/0,85^2 = 0,90$$

$$\text{On aura donc : } F_{c.rd} = \frac{1 \times 0,9 \times 30,314 \times 1,1 \times 23,5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{30,314}{39}\right)^2\right)}} = 479,82 \text{ KN}$$

#### a) Calcul de $N_{sd}$ :

$$\text{On a : } N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 365,05 \text{ KN.m}$$

$$N_1 = \frac{365,05 \times 760 \times 10^3}{1419000 \times 10^{-6}} = 195,91 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{365,05 \times 630 \times 10^3}{1419000 \times 10^{-6}} = 162,07 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{365,05 \times 500 \times 10^3}{1419000 \times 10^{-6}} = 128,62 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{365,05 \times 370 \times 10^3}{1419000 \times 10^{-6}} = 95,18 \text{ KN}$$

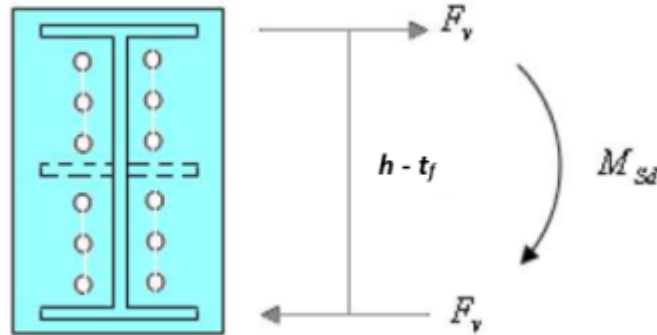
$$N_5 = \frac{365,05 \times 240 \times 10^3}{1419000 \times 10^{-6}} = 61,74 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 643,52 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 643,52 \text{ KN} > F_{c.rd} = 479,82 \text{ KN}$$

D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14 mm).

**VII.3.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :**



**Figure VII.5 :** Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée.

Il faut vérifier que :  $F_v \leq V_{rd}$

**a) Calcul de  $V_{rd}$  :**

$$V_{rd} = 0.58 \times f_y \times h \frac{t_w}{\gamma_{w0}} = 0.58 \times 23,5 \times 39 \frac{3,9}{1,1} = 1884,65 \text{ KN}$$

**b) Calcul de l'effort de cisaillement  $F_v$  :**

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{365,05}{0,39 - 0,019} = 983,96 \text{ KN}$$

$$F_v = 983,96 \text{ KN} < V_{rd} = 1884,65 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

### VII.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

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, L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

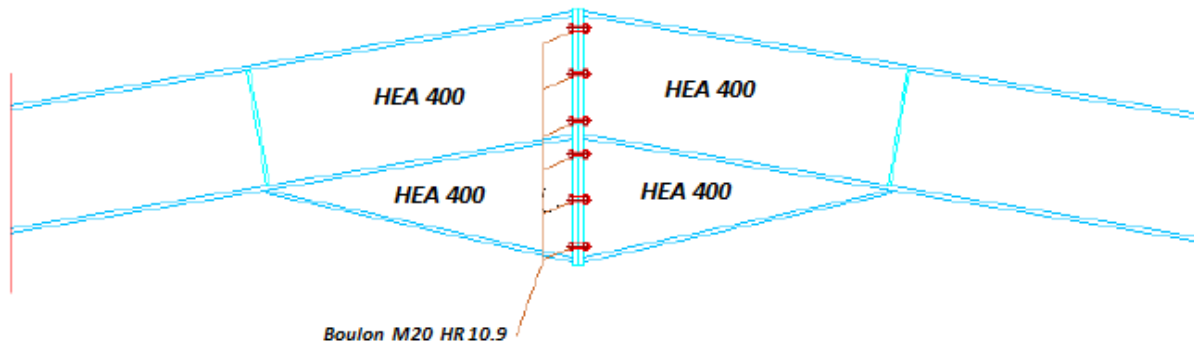


Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

#### VII.4.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm,

La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

#### VII.4.2 Efforts de calcul :

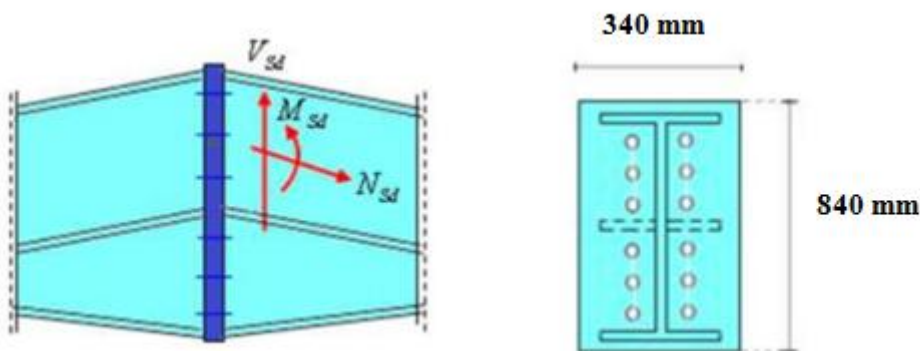


Figure VII.7 : Détails sur l'assemblage de faitage.

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

→ La combinaison la plus défavorable ELU ( $1.35G+1.5N+P$ ).

$$M_{sd} = 203,25 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 70,06 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 60,57 \text{ KN}$$

**VII.4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage :**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

- Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{nF_p \sum d_i^2}{d_1}$$

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 20 mm :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2,$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10 - 3 \times 245 = 171.5 \text{ KN pour un boulon.}$$

b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (240^2 + 370^2 + 500^2 + 630^2 + 760^2) = 1419000 \text{ mm}^2.$$

$$M_{rd} = \frac{nF_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1419000 \times 10^{-3}}{760} = 64041 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 203,25 \text{ KN.m} < M_{rd} = 640,41 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

**VII.4.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Il faut que :  $\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{70,06}{12} = 5,83 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

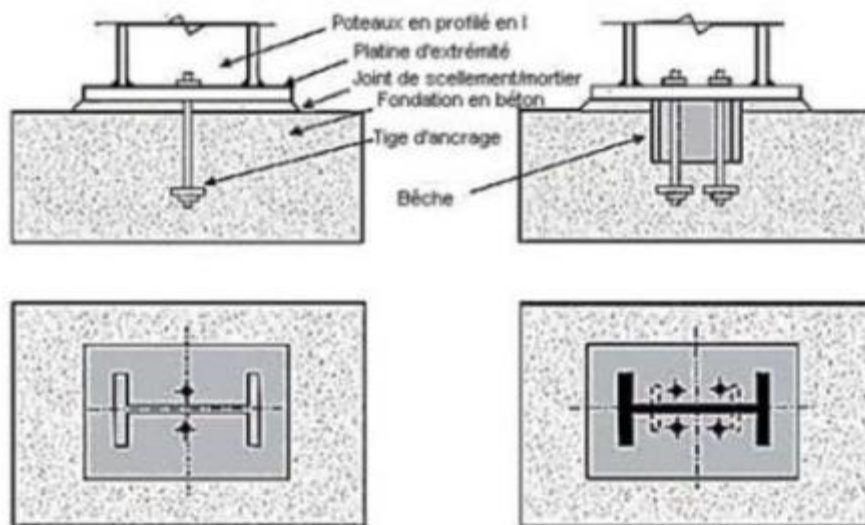
$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171,5}{1.25} = 41,16 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 5,83 \text{ KN} < V_{rd} = 41,16 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

## VII.5 Calcul des bases des poteaux :

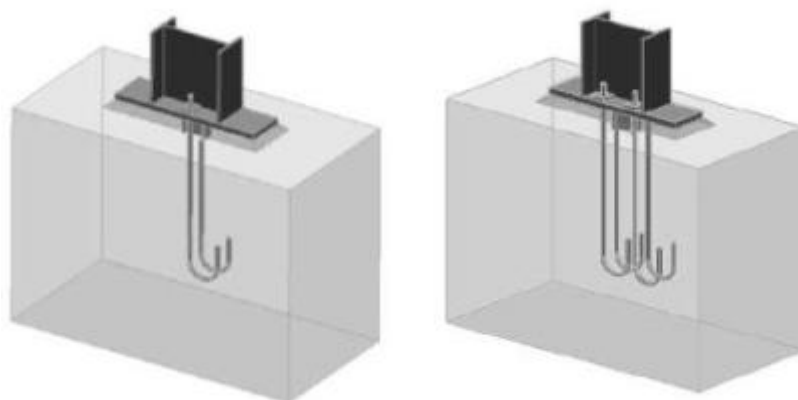
### VII.5.1 Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.



**Figure VII.8 :** Base des poteaux.

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.



**Figure VII.9 :** pied de poteau articulé

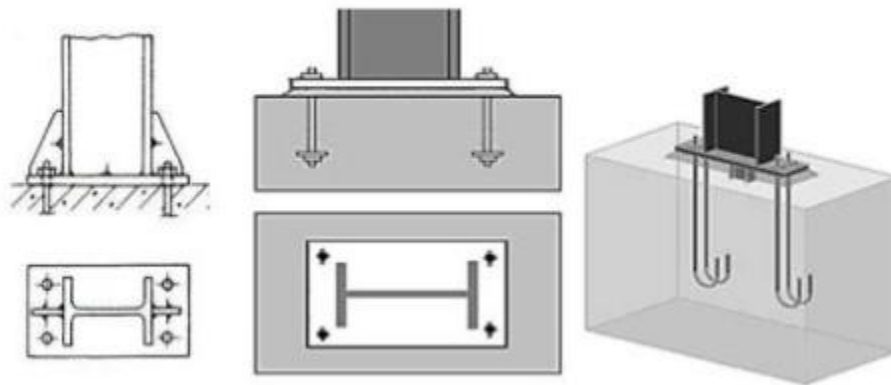


Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés

Dans notre structure on a les poteaux en **HEA 400**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression  $N_{sd} = 76,48 \text{ KN} \downarrow$
- Effort tranchant  $V_{z,sd} = 52,5 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement  $N_{sd} = 102,1 \text{ KN} \uparrow$
- Effort tranchant correspondant :  $V_{z,sd} = 78,82 \text{ KN}$

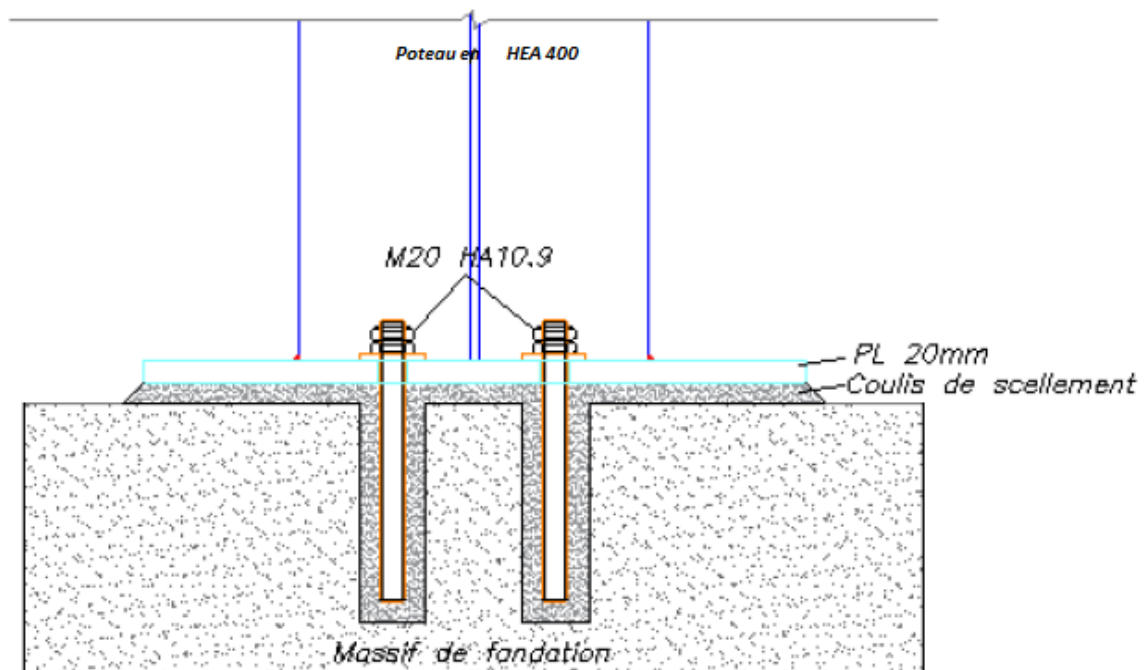


Figure VII.11 : Détails sur l'assemblage

**VII.5.2 Données de base :**

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier :  $\gamma_{m0} = 1.1$  ;  $\gamma_{m2} = 1.25$   
Béton :  $\gamma_c = 1.15$

**VII.5.3 Résistance du béton à la compression :**

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de  $a_{cc}$  est de données dans l'annexe nationale. Sa valeur recommandée est de :  $a_{cc} = 1$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 \quad f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

**VII.5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :**

La valeur de coefficient du matériau de scellement est :  $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre  $(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

**VII.5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise :**

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{390 \times 300} \left( \frac{76480}{16.7} \right)^2 = 179,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{76480}{16.7} = 4579,64 \text{ mm}^2, \text{ qui est le plus grand}$$

**VII.5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :**

Comme estimation pour :  $A_{c0} = 4579,64 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 390 \times 300 = 111150 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 4579,64 \text{ mm}^2 < 111150 \text{ mm}^2$ ..... Une plaque projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 350 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 300 + (2 \times 19) = 338 \text{ mm}$$

$$h_p = 440 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 390 + (2 \times 19) = 428 \text{ mm}$$

Ce qui donne  $A_{c0} = 350 \times 440 = 154000 \text{ mm}^2 > 4579,64 \text{ mm}^2$

### VII.5.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la largeur d'appuis additionnelle  $c$  :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4ac}}{2a}$$

Où :  $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c); \quad B = -(300 - 11 + 390) = -679 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc}xt_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5 \times h_c \times t_{wc} - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 \times 76480}{16,7} - (2 \times 300 \times 19 + 4 \times 19^2 + 0.5 \times 390 \times 11 - 11 \times 19)$$

$$C = -12490,17 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{-679 - \sqrt{679^2 - 4(2)(-12470,17)}}{2 \times 2} \quad \text{Donc : } C = -17,49 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression  $N_{sd}$  est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle.

Pour le calcul de la largeur additionnelle  $C$  dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

- **Calcul de la largeur d'appuis additionnelle  $C$  :**

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

$$c = t \left( \frac{f_{yp}}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 25 \left( \frac{235}{3 \times 16,7 \times 11} \right)^{0.5} = 52 \text{ mm}$$

$$C = 52 \text{ mm} < \frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = \frac{(390 - 2 \times 19)}{2} = 176 \text{ mm}$$

$C = 52 \text{ mm} < 176 \text{ mm}$  ..... Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

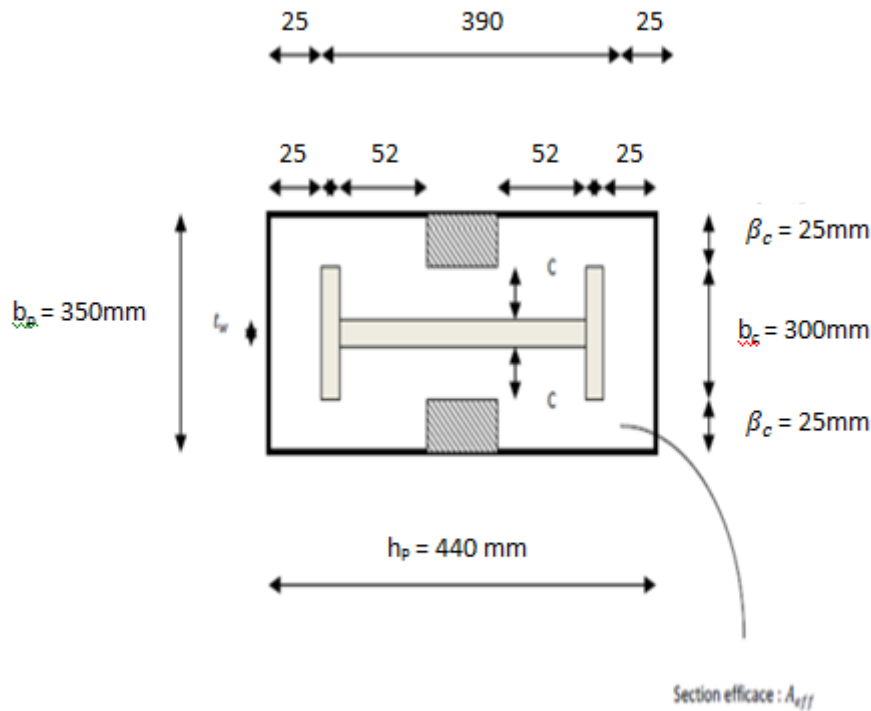


Figure VII.12 : Dimensions de la plaque d'assise.

**Remarque :** Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à 25 mm.

Donc  $\beta_c = 25 \text{ mm} < C = 52 \text{ mm}$  → la plaque d'assise est de projection courte.

• **Calcul de la section efficace  $A_{eff}$ :**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(C + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc})(2C + t_{fc})$$

$$A_{eff} = 2(300 + 2 \times 25)(52 + 25 + 19) + (390 - 2 \times 52 - 2 \times 19)(2 \times 52 + 11)$$

$$A_{eff} = 95720 \text{ mm}^2$$

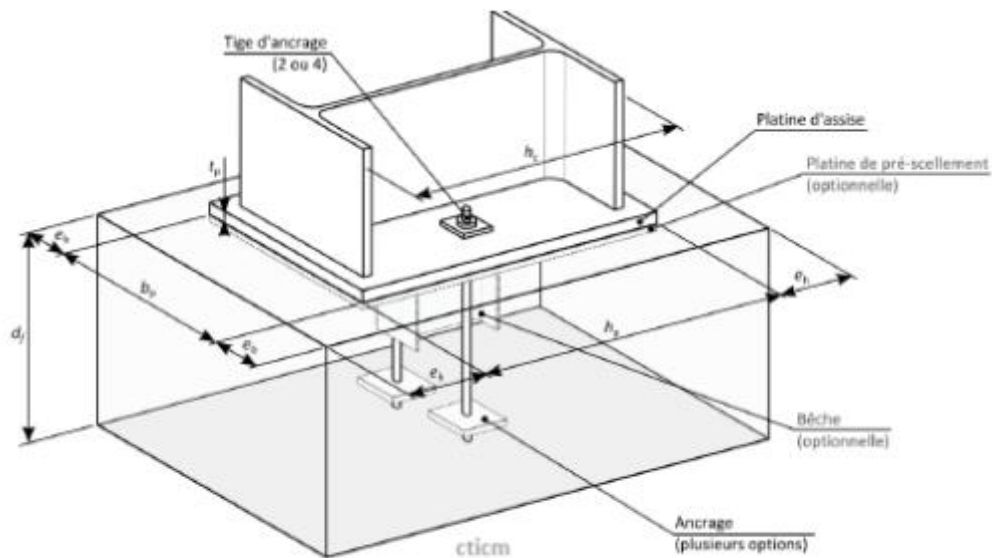


Figure VII.13 : assemblage de la platine.

• Calcul de la résistance à l'effort axial  $N_{sd}$ :

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad \text{Avec :} \quad N_{rd} = A_{eff} \times f_{jd}$$

$$N_{rd} = 95720 \times 16.7 \times 10^{-3} = 1598,52 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 76,48 \text{ KN} < N_{rd} = 1598,52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

VII.5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

- Calcul du moment résistant  $M_{Rd}$ :

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{25^2 \times 235 \times 10^{-3}}{6 \times 1.1} \quad ; \quad M_{rd} = 22,25 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

- Calcul du moment de la flexion  $M_{sd}$ :

$$M_{sd} = \frac{(C^2/2)N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{(52^2/2) 76,45}{95720} \quad ; \quad M_{sd} = 1,08 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

$$M_{sd} = 1,08 \text{ KN} \cdot \text{mm} < M_{rd} = 22,25 \text{ KN} \cdot \text{mm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

### VII.5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaqué'assise :

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

Avec :  $F_{v.rd} = F_{f.rd} = C_{fd} \times N_{sd} = 0,2 \times 76,48$  :  $F_{v.rd} = 15,30 \text{ KN}$

$N_{sd}$ : est l'effort de calcul de compression du poteau.

$C_{fd}$ : Coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0.2 et spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$V_{sd} = 52,5 \text{ KN} < F_{v.rd} = 15,30 \text{ KN}$  .....non vérifiée.

#### Remarque :

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

### VII.5.6 Les tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

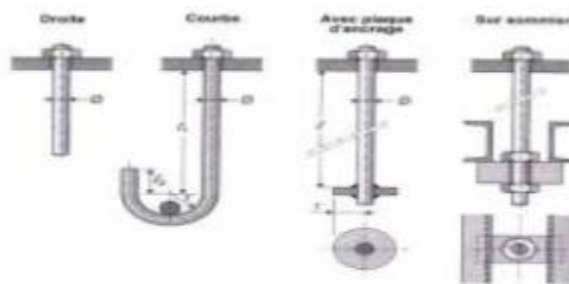


Figure VII.14 : types de tiges d'ancrage.

### VII.5.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

L'EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement :

$$F_{v.rd} = F_{f.rd} + n_b \times F_{vb.rd}$$

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

$$F_{f.rd} = 0.2 \times N_{sd}$$

$F_{vb.rd}$  : Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vb.rd} = \frac{a_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$a_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

$n_b$ : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'encrage à celle par frottement cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

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

- Pour deux tiges M30 en classe 5.6 :

$$A_s = 561 \text{ mm}^2 \quad ; \quad f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad f_{yb} = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f.rd} = 0.2 \times N_{sd} = 0.2 \times 76,48 = 15,3 \text{ KN}$$

$$F_{vb.rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 300) \times 500 \times 561}{1.25} \times 10^{-3} = 79 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 15,3 + 2 \times 79 = 173,3 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 52,5 \text{ KN} < F_{v.rd} = 173,3 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages dans le cas grands efforts de cisaillement comme le séisme.

On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace :  $60 \text{ mm} \leq L_{eff}(\text{bèche}) \leq 1.5h_{bèche}$
- Hauteur de la bèche :  $h_{bèche} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes :  $b_{bèche} / t_{bèche} \leq 20$

Les dimensions d'un profile IPE 100 S235 respectent les deux premières conditions.

- Une bèche en IPE 100 en acier S235 est retenue.
- La profondeur totale :  $d_0 = 100 \text{ mm}$
- La longueur efficace :  $L_{eff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$
- L'épaisseur de scellement est de  $30 \text{ mm}$ .

### VII.5.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort  $N_{sd}$  en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier  $V_{sd}$  à la fondation.

D'après les résultats du chapitre 5 (calcul de portique) :

Combinaison  $G + 1.5V_3$

$$N_{sd} = V_A = 102,1 \text{ KN } \uparrow$$

$$V_{sd} = H_A = 78,82 \text{ KN } \rightarrow$$

### VII.5.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd}/n_b}{F_{vb.rd}} + \frac{V_{sd}}{N_{t.rd}} \leq 1$$

$$N_{t.rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 500 \times 561}{1.25} \times 10^{-3} = 201,96 \text{ KN}$$

Avec :  $N_{sd} = 102,1 \text{ KN}$

$$n_b = 2$$

$$F_{vb.rd} = 79 \text{ KN}$$

$$N_{t.rd} = 201,96 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}/n_b}{F_{vb.rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t.rd}} = \frac{102,1/2}{79} + \frac{102,1/2}{201,96} = 0,64 + 0,25 = 0,89 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Pour deux tiges M30 en classe 5.6 :

$$A_s = 561 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2; \quad f_{yb} = 300 \text{ N/mm}^2; \quad d = 30 \text{ mm}$$

**VII.5.6.4 Vérification de la tige d’ancrage à l’adhérence :**

- Pour un boulon d’ancrages :

$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc, Rd}$$

- La résistance d’ancrages en traction d’une tige d’ancrage est :

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

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 30 = 600 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 30 = 60 \text{ mm}$$

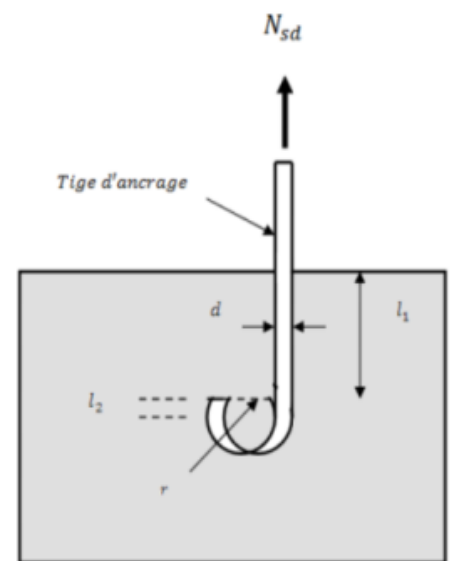


Figure VII.15 : Tige d’ancrage

**La largeur totale de la tige :**

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 600 + 6.4 \times 90 + 3.5 \times 60 = 1386 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L’EUROCODE de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b,rqd} = 0.144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

$f_{ub}$ : Résistance ultime du boulon d’ancrage

$f_{bd}$ : constante d’adhérence de calcul

$d$ : diamètre du boulon d’ancrage

**Calcul de la contrainte d'adhérence  $f_{bd}$  :**

Classe de béton C25/30

 $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ : résistance à la compression du béton $\gamma_c = 1.15$  : coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.15} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times 30 \times \frac{500}{1.2} = 1800 \text{ N/mm}^2$$

**La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :**

$$f_{anc.Rd} = \pi \times 30 \times 1800 \times 1.2 = 203472 \text{ N}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{102,1}{2} = 51,05 \text{ KN} \leq f_{anc.Rd} = 203,47 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**La longueur d'ancrage de référence requise est :**

$$l_{b,rqd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

$$\text{Où : } N_{sd} = A \times \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd}$$

 $\sigma_{sd}$  : effort de soulèvement par tige d'ancrage.

$$l_{b,rqd} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot \pi \cdot d \cdot f_{bd}} = \frac{d \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$\frac{l_{b,rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \quad \Rightarrow \quad \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t,rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

$A$  : la section brute de la tige

$A_s$  : section résistante

En prenant

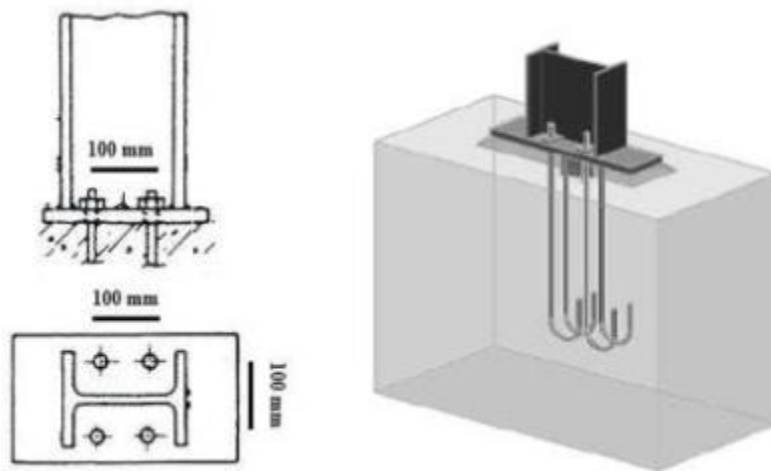
$$A/A_s \approx 0.8 \Rightarrow \max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

**Remarque :**

Bien que normalement le pied soit de type articulé .il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.



**Figure VII.16 :** Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.



# **Chapitre VII**

## **Etude des fondations**

## Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### **I. Les types des fondations**

- Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau.
- Semelle filante continue sous mur.
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.
- Radiers généraux ou nervurés.

-Fondation profonde (semelle sous pieux).

#### **• Choix des fondations :**

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol =0.2MPa)

2. Etude des semelles :

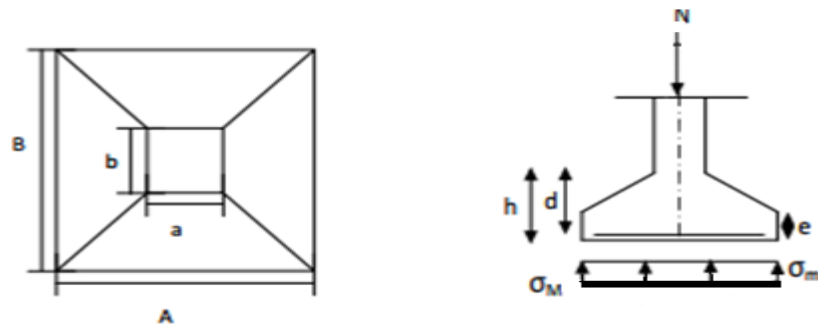


Fig VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

	Effort	ELU	ELS
Semelle	$N_{sd}$ (KN)	102,1	76,48
$\overline{\sigma_{sol}}$	2 bar = 0.2 Mpa = 20000 daN/m <sup>2</sup>		

Fig. VIII.2 tableaux de l'effort normal.

- Sous l'effort vers le bas

a. Dimensionnement de la semelle

- Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}} \end{array} \right\}$$

On a: b = 440 mm et a = 350 mm

$$\sigma_{sol} = \frac{Nsd}{A * B} \rightarrow A \times B \geq \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}$$

$$B^2 \times \frac{a}{b} = \frac{Nsd}{\sigma_{sol}} \rightarrow 0,8 \times B^2 = 0,38$$

$$B = \sqrt{\frac{0,38}{0,8}} = 0,69m$$

$$A = 0,69 \times \frac{0,35}{0,44} = 0,55m$$

- Donc on prend une semelle de dimensions (0.8 x 0.40) m<sup>2</sup>.

**b. Détermination de d et h :**

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \rightarrow \frac{0.69-0.44}{4} \leq d \leq 0.55-0.24$$

$$0.06\text{m} \leq d \leq 0.2 \text{ m} \rightarrow 6\text{cm} \leq d \leq 20\text{cm}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } h = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$$

- **Sous l'effort de soulèvement :**

$$N_{sd} = 102,1\text{kN}$$

$$\text{On a : } \frac{102,1}{350} = 0,29\text{m}^2$$

$$S_2 = \frac{0,29}{h} = 1,16\text{m}^2$$

$$\text{➤ } S_1 = 1,20 \times 1,20 < 1,16\text{m}^2$$

$$\text{➤ Donc on prend } S = 1,44\text{m}^2$$

Notre nouvelle semelle a les dimensions suivantes (1,20 x 1,20) = 1,44m<sup>2</sup>.

**Détermination de d et h :**

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \rightarrow \frac{1,2-0,44}{4} \leq d \leq 1,2-0,35$$

$$0,19\text{m} \leq d \leq 0,85 \text{ m} \rightarrow 19\text{cm} \leq d \leq 85\text{cm}$$

$$d = 85\text{cm}$$

$$\text{Alors } h = 85 + 5 = 90\text{cm}$$

**2.1. Calcul du ferrailage :**

**a. À ELU :**

$$Au = \frac{N_u * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83\text{Mpa}$$

$$Au = \frac{102,1 \times 10^{-3} \times (1,2 - 0,35)}{8 \times 0,85 \times 347,83} = 0,37\text{cm}^2$$

**b. À ELS :**

$$As = \frac{N_s * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{sol} = \min \left( \frac{2}{3} f e ; 110 \sqrt{n * f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$N_s = 4880 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{76,48 \times 10^{-3} \times (1,2 - 0,35)}{8 \times 0,3 \times 201,63} = 0,14 \text{ cm}^2$$

Nous avons  $A_s > A_u$  donc on prend un ferrailage de 4T12

### Détermination de la hauteur du patin 'e :

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 \text{ cm} ; 15) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

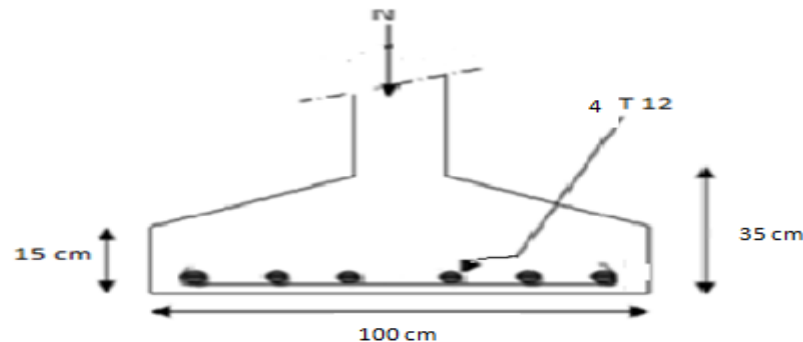


Fig VIII.3: Ferrailage des semelles isolées.

### 3. CALCUL DES LONGRINES:

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

#### a. Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm x 30 cm.**

#### b. Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[ \frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ kN} \right]$$

Avec :

$N$  : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3.

- L'ELU :

$$\frac{N_u}{a} = \frac{102,1}{12} = 8,5kN$$

- L'ELS :

$$\frac{N_s}{a} = \frac{76,48}{12} = 6,37kN$$

$$F = \max[6,37kN ; 8,5kN ; 20kN ] = 20kN$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.02}{210.6} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

### c. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2$$

→ Condition Vérifiée

### d. Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \varphi_{\min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{300}{35}; \varphi_{\min}; \frac{250}{10} \right) \rightarrow \varphi_t \leq \min (8.5; 10; 25)$$

Alors on prend :  $\varphi_t = 8mm$

### e. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :  $t \leq (20cm ; 15\varphi_t)$

$$\text{➤ } St \leq (20cm ; 15\varphi_t) \rightarrow St \leq (20cm ; 12cm)$$

➤ Alors on adopte un espacement  $St = 10 \text{ cm}$

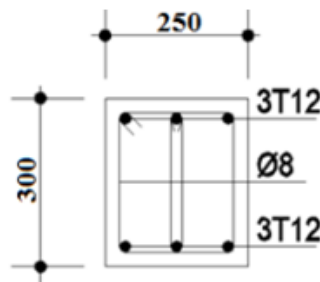
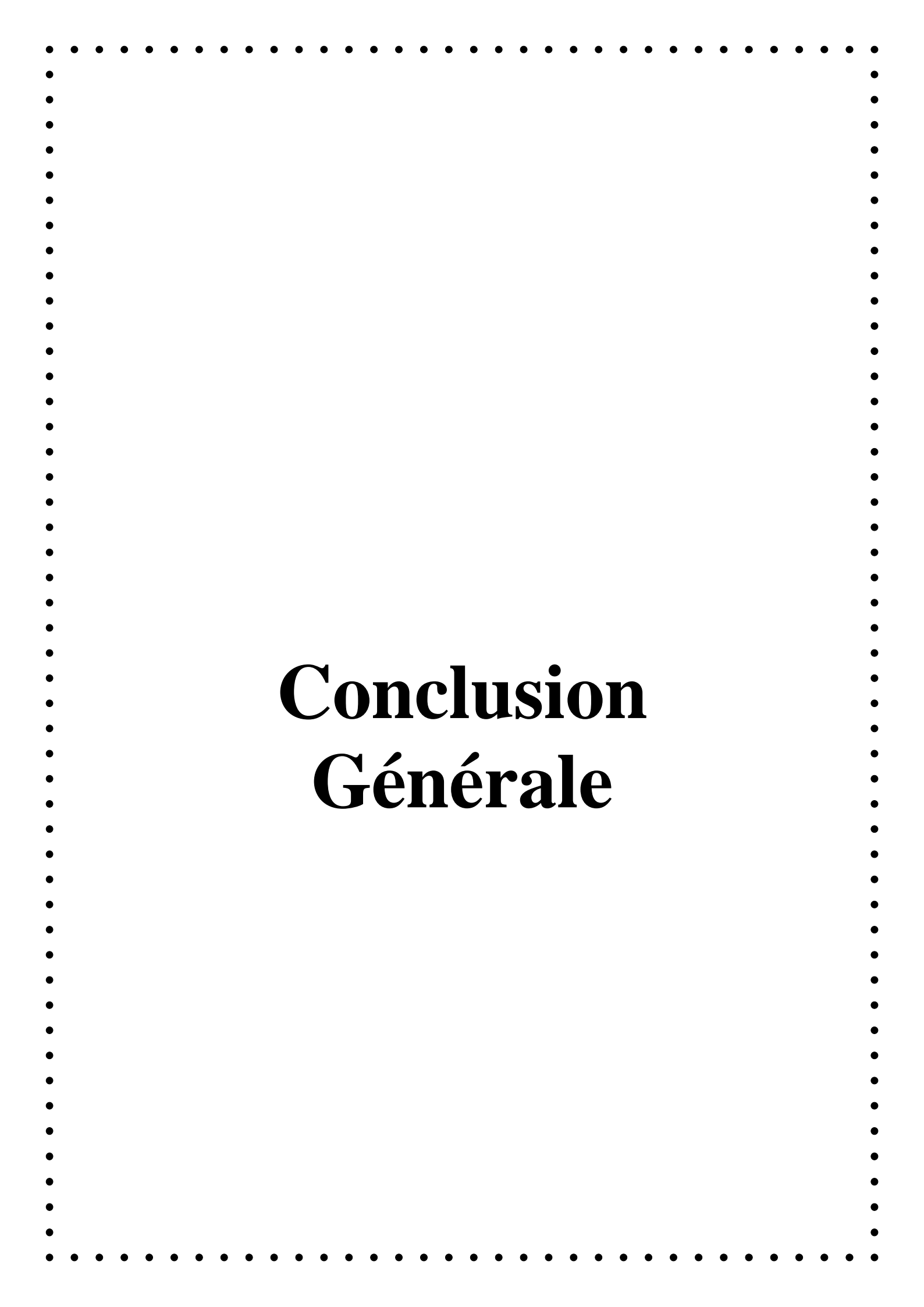


Fig VIII .4: Ferrailage des longrines.



# **Conclusion Générale**

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

Le travail que nous avons réalisé consiste en étude et la conception d'un hangar métallique à usage industriel, conformément aux règlements en vigueur (RPA 99 version 2003 EUROCODE 03, RNV99/2013).

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.
- La bonne conception et le calcul le plus approximatif, permettent à la structure d'être rigide et plus stable face aux différentes actions auxquelles elle est soumise.
- Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquent au cours de sa vie.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques
- L'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées grâce à sa bonne rigidité et son poids léger.

Enfin, la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.



# **Références bibliographiques**

# Bibliographie

✓ *Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 (pour l'étude climatique).*

✓ *Eurocode 03, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*

✓ *Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)*

✓ *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (pour l'étude sismique)*

# **Annexe**

## ANNEXES

### ANNEXE 1 :

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	$q_{ref}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	$z_r$	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence $I_v$	$I_v$	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	$q_p$	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	$C_{pi}$	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	$C_{pe}$	§ 5.2
- Coefficient de pression net	$C_{pnet}$	§ 5.3
- Coefficient de force	$C_f$	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	$C_d$	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	$F_w$	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	$F_w$	2.6.2

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

ANNEXE 2 :

Hauteur $z$ (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition  $C_e(z)$  pour  $C_1(z) = 1$

**ANNEXE 3 :**

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		-0,6	
	+0,0		+0,0		+0,0		-0,6		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,5		-0,4		-1,0	-1,5
30°	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	
	-0,5	-1,3	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
45°	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
60°	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
75°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

ANNEXE 4 :

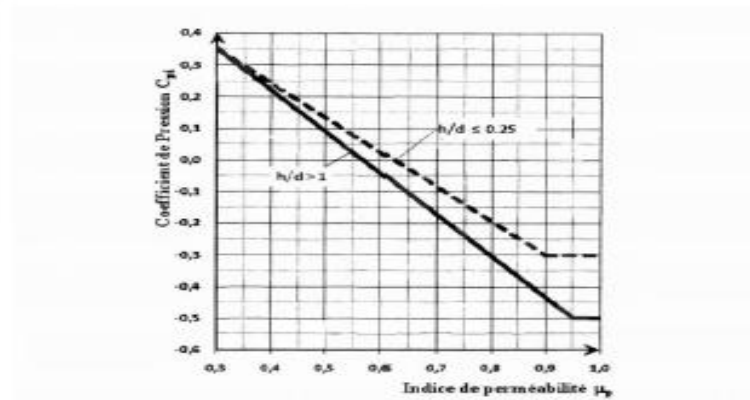
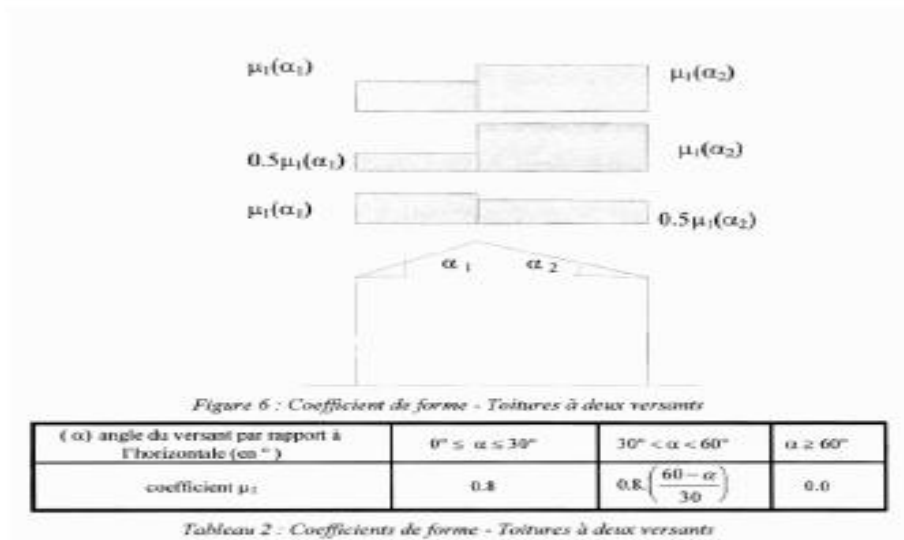


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante

ANNEXE 5 :



Designation Обозначение	Values tables / Section properties / Свойства сечения													Classification классификация согласно DN 1002-1-1:2005								
	see table y-y ось y-y						see table z-z ось z-z						Flange Фланец		Web Веб		EN 10025-2:2004 S235	EN 10025-2:2004 S355	EN 10025-2:2004 S460	EN 10025-2:2004 S235	EN 10025-2:2004 S460	
	G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	W <sub>y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	W <sub>z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>xy</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	I <sub>yy</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	I <sub>zz</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	I <sub>xy</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	I <sub>yy</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	I <sub>zz</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	t <sub>f</sub> mm	r <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	r <sub>w</sub> mm						
PEAA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	2,00	6,85	298	47	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
PEA 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	2,07	6,85	298	47	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
PE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	2,58	8,49	369	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
PEAA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	457	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
PEA 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	477	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
PE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	579	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
PEAA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,26	21,1	659	10,4	1,41	21,6	0,85	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
PEA 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	700	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
PE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,21	27,7	865	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
PEAA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	927	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
PEA 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	
PE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
PEAA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,83	1	1	-	1	2	-	✓		
PEA 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
PE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
PEAA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
PEA 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
PE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
PE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
PEAA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
PEA 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
PE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
PE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
PEAA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓		
PEA 220	22,3	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
PE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
PE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	43,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓	✓

Designation Обозначение	Dimensions Размеры							Dimensions de construction Dimensions for detailing Конструктивные размеры						Surface Площадь поверхности	
	G kg/m	h mm	b mm	l <sub>w</sub> mm	b <sub>f</sub> mm	r <sub>f</sub> mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	h <sub>f</sub> mm	d mm	Ø mm	r <sub>w</sub> mm	r <sub>w</sub> mm	A <sub>f</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>w</sub> m <sup>2</sup> /m	
PEAA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62	
PEA 80-*	5,0	78	46	3,2	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90	
PE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64	
PEAA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93	
PEA 100-*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57	
PE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33	
PEAA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26	
PEA 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47	
PE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82	
PEAA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26	
PEA 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05	
PE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70	
PEAA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	127,2	-	-	-	0,621	50,40	
PEA 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70	
PE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	38,47	
PEAA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37	
PEA 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15	
PE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13	
PE O 180-	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12	
PEAA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51	
PEA 200-	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49	
PE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36	
PE O 200-	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05	
PEAA 220*	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12,0	27,0	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78	
PEA 220-	22,2	217	110	5,0	7,7	12,0	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02	
PE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,26	
PE O 220-	29,4	222	112	6,6	10,2	12,0	37,4	201,6	177,6	M 12	58	66	0,858	29,24	

Designation Обозначение	Dimensions Размеры						Dimensions of construction Dimensions for detailing Конструктивные размеры						Surface поверхности	
	G kg/m	h mm	b mm	l <sub>w</sub> mm	l <sub>t</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	h mm	d mm	Ø mm	p <sub>w</sub> mm	p <sub>w</sub> mm	A <sub>s</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>s</sub> m <sup>2</sup> /ft
RS AA 240*	24,9	235,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
RS A 240-	26,2	237	120	5,2	8,7	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
RS 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
RS O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
RS A 270-	30,7	267	125	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	31,75
RS 270	36,1	270	125	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
RS O 270+	42,3	274	126	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
RS A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
RS 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
RS 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
RS 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
RS 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
RS 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
RS 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
RS 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
RS 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
RS 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
RS 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
RS 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
RS A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,623	23,87
RS 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,625	20,69
RS 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
RS 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
RS 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
RS O 500+	107	506	202	12,0	18,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

Классификация по EN 10923-1-1:2005

Designation Обозначение	Values statistics / Section properties / Статистические значения												Classification классификация согласно EN 10923-1-1:2005									
	axe forte y-y ось y-y						axe faible z-z ось z-z						Flange Фланец		Web Веб		EN 10225-2:2004	EN 10225-4:2004	EN 10225:2004			
	G kg/m	I mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	W <sub>el</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>ep</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	A <sub>y</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	W <sub>el</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>ep</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	A <sub>z</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	r <sub>z</sub> mm	r <sub>y</sub> mm	5235	5265	5460				5225	5355	5460
RS AA 240	24,9	215,4	267	268	0,97	15,3	231	38,6	63,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓	
RS A 240-	26,2	229,0	278	279	0,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,25	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	
RS 240	30,7	269,2	324	367	0,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	4	✓	✓
RS O 240+	34,3	436,9	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	2	3	✓	✓
RS A 270-	30,7	491,7	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	✓	✓	
RS 270	36,1	529,0	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	✓	✓	
RS O 270+	42,3	694,7	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	
RS A 300-	36,5	717,2	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,24	42,1	12,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	
RS 300	42,2	825,6	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,25	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	
RS O 300+	49,3	999,4	628	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	
RS A 330-	43	1023,0	626	700	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	16,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	
RS 330	49,1	1177,0	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	26,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	
RS O 330+	57	1397,0	823	943	13,8	34,9	920	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	
RS A 360-	50,2	1452,0	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	202	1	1	1	4	4	4	✓	✓	
RS 360	57,1	1627,0	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	214	1	1	1	2	4	4	✓	✓	
RS O 360+	66	1905,0	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	280	1	1	1	1	3	4	✓	✓	
RS A 400-	57,4	2029,0	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	
RS 400	66,3	2313,0	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	
RS O 400+	75,7	2675,0	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	
RS A 450-	67,2	2970,0	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,10	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	
RS 450	77,6	3374,0	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	
RS O 450+	92,4	4092,0	1795	2046	18,7	58,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	898	1	1	1	2	4	4	✓	✓	
RS A 500-	79,4	4293,0	1728	1946	20,6	50,4	1939	184	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	
RS 500	90,7	4820,0	1930	2194	20,4	58,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	
RS O 500+	107	5778,0	2284	2613	20,6	70,2	2622	262	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	

Designation Обозначение	Dimensions Размеры						Dimensions de construction Dimensions for detailing Конструктивные размеры						Surface Площадь поверхности	
	G kg/m	h mm	b mm	l <sub>1</sub> mm	l <sub>2</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	Ø mm	l <sub>1</sub> mm	l <sub>2</sub> mm	A <sub>1</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>2</sub> m <sup>2</sup> /m
HE 240AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 240A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,766	17,13
HE 240B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 240M	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	16,26
HE 360B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360M	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 400B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400M	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 450B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450M	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	19,33
HE 500A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HE 500B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	124	198	2,125	11,34
HE 500M	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 550B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	124	198	2,224	11,15
HE 550M	278	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 600B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	126	198	2,323	10,96
HE 600M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,208
HE 600 x 337*	337	632	310	25,5	46	27	439,2	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	6,127

Notes: pages 205-209 / Примечания: см. стр. 205-209

Designation Обозначение	Values statistics / Section properties / Характеристики сечения												Classification классификация согласно EN 1992-1-1:2005							
	see table 1-1 strong axis-y-y ось z-z						see table 1-2 weak axis-z-z ось x-x						I <sub>pl</sub> (cm <sup>4</sup> ) Момент инерции		I <sub>pl</sub> (cm <sup>4</sup> ) Момент инерции		EN 10025-4:2004	EN 10025-2:2004	EN 10025-3:2004	
	G kg/m	I <sub>yy</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>zz</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	A <sub>net</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>zz</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>yy</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>zz</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>pl</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>pl</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	S235	S460	S275				S460
HE 240AA	78,9	19550	1232	1341	12,96	2869	5185	345,6	529,3	7,18	62,33	62,07	1221	3	3	4	3	4	✓	✓
HE 240A	105	27680	1678	1850	14,40	4495	7436	495,7	755,9	7,46	74,12	127,2	1824	1	1	3	1	3	✓	✓
HE 240B	134	36660	2156	2408	14,65	5609	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 240M	248	75370	4052	4718	15,55	9063	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 360AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	4217	5410	360,7	553,0	7,12	64,62	70,99	1464	2	3	3	2	3	✓	✓
HE 360A	112	32090	1891	2088	15,22	4896	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	✓	✓
HE 360B	142	43190	2400	2683	15,46	6060	10140	676,1	1032	7,49	89,12	292,5	2983	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 360M	250	84870	4297	4989	16,32	1024	19620	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 400AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	4795	5861	390,8	599,7	7,06	67,12	84,69	1948	2	3	3	2	3	✓	✓
HE 400A	125	45070	2311	2562	16,84	5723	8564	570,9	872,9	7,34	80,62	189,0	2942	1	1	1	1	2	✓	✓
HE 400B	155	57680	2884	3232	17,08	6998	10820	721,2	1104	7,40	93,12	355,7	3817	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 400M	256	104100	4820	5571	17,88	1102	19340	1280	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 450AA	99,7	41890	1971	2180	18,16	5470	6288	405,8	624,4	6,92	68,62	95,61	2572	1	3	3	2	4	✓	✓
HE 450A	140	63720	2896	3216	18,92	6578	9465	621,0	965,5	7,29	85,12	242,8	4148	1	1	1	1	2	✓	✓
HE 450B	171	79890	3551	3982	19,14	7960	11720	781,4	1188	7,33	97,62	440,5	5258	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 450M	263	121500	5501	6321	19,80	1198	19340	1280	1939	7,58	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 500AA	107	54640	2315	2576	19,98	6191	6314	420,9	649,3	6,79	70,12	107,7	3204	1	3	3	2	4	✓	✓
HE 500A	155	86970	3550	3949	20,98	7472	10370	691,1	1059	7,24	89,62	306,3	5643	1	1	1	1	3	✓	✓
HE 500B	187	107200	4287	4815	21,19	8982	12620	841,6	1292	7,27	102,1	528,4	7018	1	1	1	1	2	✓	✓
HE 500M	270	161900	6180	7094	21,69	1295	19150	1252	1922	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 550AA	120	72870	2792	3128	21,84	7266	6767	451,1	698,6	6,85	73,12	132,7	4208	1	2	3	2	4	✓	✓
HE 550A	166	111900	4146	4622	22,99	8372	10820	721,2	1107	7,15	92,12	351,5	7189	1	1	1	2	4	✓	✓
HE 550B	199	136700	4971	5591	23,20	1001	13080	871,8	1241	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	✓	✓
HE 550M	278	198000	6923	7933	23,64	129,6	19160	1252	1927	7,35	132,6	1554	12520	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 600AA	129	91900	3218	3623	23,66	8129	6993	466,2	724,5	6,52	74,62	149,8	5381	1	2	3	2	4	✓	✓
HE 600A	178	141200	4707	5250	24,97	9221	11270	751,4	1116	7,05	94,62	397,8	8978	1	1	1	2	4	✓	✓
HE 600B	212	171000	5701	6425	25,17	1108	12530	902,0	1291	7,08	107,1	662,2	10910	1	1	1	1	3	✓	✓
HE 600M	285	227400	7622	8772	25,55	149,7	18860	1244	1920	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 600 x 337*	337	282200	8961	10280	25,69	180,5	22640	1480	2210	7,31	149,1	245,1	19610	1	1	1	1	1	✓	✓
HE 600 x 399*	399	344600	10640	12450	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	386,6	24810	1	1	1	1	1	✓	✓

Designation Обозначение	Dimensions Размеры					A mm' x10 <sup>3</sup>	Position des axes Position of axes Положение осей				Surface Площадь поверхности	
	G kg/m	b-b mm	t mm	r <sub>1</sub> mm	r <sub>2</sub> mm		Δy <sub>1</sub> mm x10 <sup>3</sup>	v mm x10	u mm x10	ω mm x10	A <sub>1</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>2</sub> m <sup>2</sup> /l
L 20x 20x 3	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,96	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40
L 25x 25x 3 <sup>1A</sup>	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,087	86,88
L 25x 25x 4 <sup>1A</sup>	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,882	0,087	86,67
L 30x 30x 3 <sup>1A</sup>	1,26	30	3	5	2,5	1,24	0,825	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87
L 30x 30x 4 <sup>1A</sup>	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	85,02
L 35x 35x 4 <sup>1A</sup>	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,126	84,82
L 40x 40x 4 <sup>1A</sup>	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	84,07
L 40x 40x 5 <sup>1A</sup>	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	82,07
L 45x 45x 4 <sup>1A</sup>	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,22	3,18	1,75	1,57	0,174	82,46
L 45x 45x 4,5 <sup>1A</sup>	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	86,83
L 45x 45x 5 <sup>1A</sup>	3,28	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	81,51
L 50x 50x 4 <sup>1A</sup>	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,26	3,54	1,92	1,75	0,194	82,49
L 50x 50x 5 <sup>1A</sup>	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	81,46
L 50x 50x 6 <sup>1A</sup>	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	82,41
L 50x 50x 7 <sup>1A</sup>	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	87,86
L 55x 55x 5 <sup>1A</sup>	4,18	55	5	8	4,0	5,22	1,52	3,89	2,15	1,92	0,212	81,05
L 55x 55x 6 <sup>1A</sup>	4,95	55	6	8	4,0	6,21	1,56	3,89	2,21	1,94	0,212	82,04
L 60x 60x 4 <sup>1A</sup>	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,222	82,07
L 60x 60x 5 <sup>1A</sup>	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,222	81,04
L 60x 60x 6 <sup>1A</sup>	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,222	82,99
L 60x 60x 8 <sup>1A</sup>	7,09	60	8	8	4,0	9,02	1,77	4,24	2,50	2,14	0,222	82,89
L 65x 65x 6 <sup>1A</sup>	5,91	65	6	9	4,5	7,52	1,80	4,60	2,55	2,28	0,252	82,70
L 65x 65x 7	6,82	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,252	86,95
L 65x 65x 8 <sup>1A</sup>	7,72	65	8	9	4,5	9,85	1,89	4,60	2,67	2,31	0,252	82,64

Designation Обозначение	Values statistics / Section properties / Свойства сечения									Classification классификация согласно EN 1992-1-1: 2005						
	G kg/m	I <sub>y</sub> -I <sub>x</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>		W <sub>y</sub> -W <sub>x</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>6</sup>		I <sub>y</sub> -I <sub>x</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>		I <sub>y</sub> -I <sub>x</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>		I <sub>y</sub> -I <sub>x</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>		S235	S355	EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
		Δy <sub>1</sub> -z mm <sup>3</sup> x10 <sup>6</sup>	Δy <sub>2</sub> -z mm <sup>3</sup> x10 <sup>6</sup>	Δy <sub>1</sub> -z mm <sup>3</sup> x10 <sup>6</sup>	Δy <sub>2</sub> -z mm <sup>3</sup> x10 <sup>6</sup>	Δy <sub>1</sub> -z mm <sup>3</sup> x10 <sup>6</sup>	Δy <sub>2</sub> -z mm <sup>3</sup> x10 <sup>6</sup>									
L 20x 20x 3	0,879	0,288	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,280	-0,226	1	1	✓				
L 25x 25x 3	1,11	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,229	0,481	-0,467	1	1	✓				
L 25x 25x 4	1,45	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587	1	1	✓				
L 30x 30x 3	1,26	1,40	0,649	0,899	2,22	1,12	0,579	0,578	-0,825	1	2	✓				
L 30x 30x 4	1,78	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05	1	1	✓				
L 35x 35x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,09	1,22	1,22	0,68	-1,72	1	1	✓				
L 40x 40x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,62	1	2	✓				
L 40x 40x 5	2,97	5,42	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓				
L 45x 45x 4	2,74	6,42	1,97	1,26	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78	1	2	✓				
L 45x 45x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,25	11,25	1,71	2,95	0,87	-4,20	1	2	✓				
L 45x 45x 5	3,28	7,84	2,42	1,25	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60	1	1	✓				
L 50x 50x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	2	2	✓				
L 50x 50x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	1	2	✓				
L 50x 50x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,27	1,89	5,21	0,97	-7,52	1	1	✓				
L 50x 50x 7	5,15	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	-8,52	1	1	✓				
L 55x 55x 5	4,18	14,71	3,70	1,66	22,27	2,10	6,06	1,07	-8,66	1	2	✓				
L 55x 55x 6	4,95	17,29	4,29	1,66	27,44	2,09	7,12	1,06	-10,16	1	1	✓				
L 60x 60x 4	3,70	15,78	3,58	1,82	25,04	2,21	6,51	1,18	-9,26	2	2	✓				
L 60x 60x 5	4,57	19,27	4,45	1,82	30,77	2,20	7,97	1,17	-11,40	2	2	✓				
L 60x 60x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,28	1,17	-12,41	1	2	✓				
L 60x 60x 8	7,09	28,15	6,88	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓				
L 65x 65x 6	5,91	28,19	6,21	1,97	46,26	2,48	12,01	1,26	-17,17	1	2	✓				
L 65x 65x 7	6,82	32,42	7,18	1,96	52,08	2,47	13,28	1,26	-19,65	1	1	✓				
L 65x 65x 8	7,72	37,49	8,12	1,95	58,46	2,46	15,52	1,26	-21,97	1	1	✓				

ANNEXE 7 : dimensions des barres rondes



Acier S 275 JR ou S 235 JR selon  
NF EN 10025  
Long. 6m/6m200



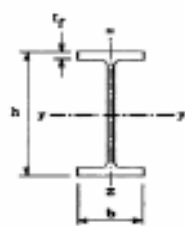


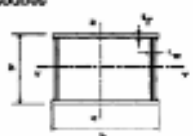

Dimensions en mm	Poids au mètre
8	0,390
10	0,620
12	0,860
14	1,210
16	1,580
18	2,000
20	2,470
22	2,980
25	3,854
28	4,830
30	5,550
35	7,550
40	9,860
45	12,500
60	15,400
60	22,200

ANNEXE 8 :









Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p> <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> <p><math>M_Q</math> <math>M_Q</math></p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> <p><math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math></p>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{2M_1} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p><math>M_Q =  \text{Max } M </math> dû aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases}  \text{max } M  \text{ pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \text{max } M  +  \text{min } M  \text{ pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE 9 :

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant ( $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant ( $f_{yk}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures à plaques et  $b/t_f < 30$ $h/t_{fw} < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

**ANNEXE 10 :**

Chargement et conditions d'appui dans le plan	Diagramme du moment fléchissant	$C_1$	$C_2$
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		1,25	0,59
		1,69	1,50

**ANNEXE 11 : étude des assemblages**

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yk}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{tk}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d <sub>s</sub> (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm <sup>2</sup> )	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

ANNEXE 13 :

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

où :  $\phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$  et :  $\alpha = 0,21$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b

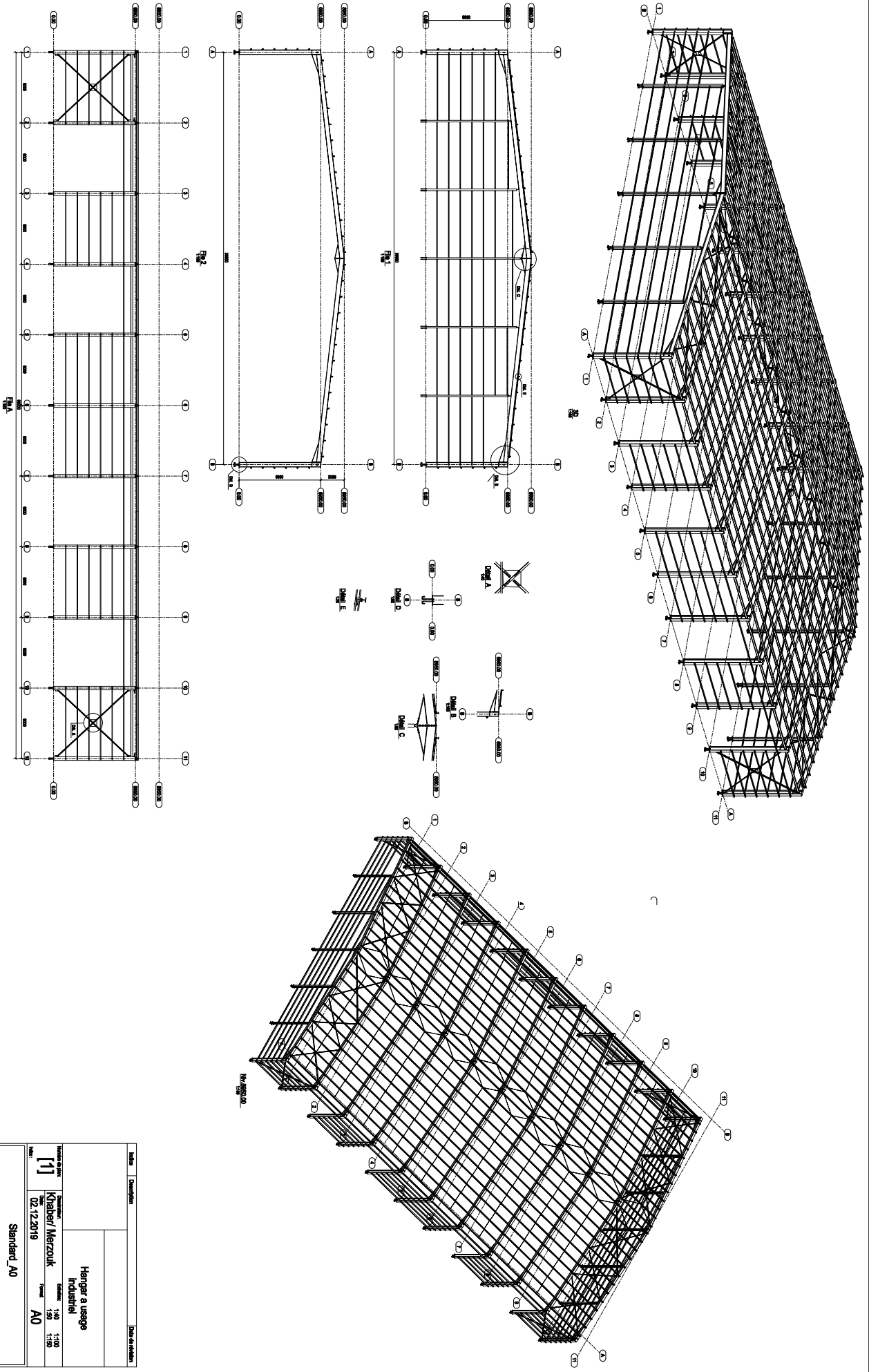
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

où :  $\phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$  et :  $\alpha = 0,34$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940



# Plans



Niveau	Description	Date de validité
<b>Hangar a usage Industriel</b>		
Numéro de plan <b>[1]</b> Date <b>02.12.2019</b>	Client <b>Khalil/ Merzouk</b> Adresse <b>AO</b>	Echelle Largeur : 1/50 Hauteur : 1/100
<b>Standard_A0</b>		
UTMATO ENTREPRISE D'INGENIERIE ET D'ARCHITECTURE Promoteur 2018/2019		