

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA - Béjaïa-*

*Faculté de Technologie*

*Département de Génie Civil*



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

## MEMOIRE DE FIN DE CYCLE

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Constructions Métalliques

Thème

*Etude d'un hangar en construction  
métallique a usage de fabrication  
mécanique*

Réalisé par :

*M<sup>elle</sup> : AMMOUCHI Hanane*

*M<sup>elle</sup> : HAMMOUMA Hakima*

Encadré par :

*M<sup>r</sup> : BENYESSAD.Dj*

*Devant de jury constitué de :*

*M<sup>r</sup> : LARABAT Zaine. A*

*M<sup>r</sup> : L AICHAOUI. A*

*Promotion 2015*

## ***REMERCIEMENTS***

*Au terme de ce modeste travail,  
Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs  
remerciements :*

*Avant tous, nous remercions le DIEU, tout puissant pour nous  
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce  
travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus  
durant toutes nos études.*

*A M' BENYESSAD . DJ notre promoteur, pour avoir accepté  
de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*On remercie tous les enseignants De département GENIE  
CIVIL pour tout le savoir que j'ai acquis grâce à eux durant  
notre formation.*

*Les membres de jury Mr AICHAOUI, M' LARABAT .Ziane  
qui auront à juger ce travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la  
réalisation de ce mémoire.*

*HANANE & HAKIMA*

# ***DÉDICACES***

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma famille*

*Mes amis*

*Hanane*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma famille*

*Mes amis*

*Hakima*

## **LISTE DES FIGURES**

**Figure I .1 :Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).**

**Figure I -2; Diagramme contrainte déformation de l'Acier.**

**Figure I- 3 : Panneau sandwich type (TL 75 P BATICOMPOS) .**

**Figure II.1 : Présentation des deux hangars**

**Figure II.2. Présentation de l'ouvrage .**

**Figure III. 1: Les directions principales du vent.**

**Figure III. 2: Valeurs de Cd pour les structures métalliques [RNV 99] [2]**

**Figure III.3: Vue en plan des zones de pression sens V1.**

**Figure III.4: Vue en élévation des zones de pression sens V1.**

**Figure III.5 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V1.**

**Figure III.6:Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.**

**Figure III. 7:Valeurs de  $C_{pe}$  pour la toiture à la direction du vent V1.**

**Figure III.8 : Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V1.**

**Figure III.9 : Présentation graphique des pressions sur la toiture direction du vent V1**

**Figure III.10:Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V1**

**Figure III. 13 : Présentation graphique des pressions sur la toiture direction du vent V1.**

**Figure III.42; Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V2.**

**Figure III.53: légende pour les toitures a versants multiples**

**Figure III.64; Valeurs de  $C_{pe}$  pour le versant de toiture à la direction du vent V2.**

**Figure III.75; Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V2.**

**Figure III.86 : Présentation graphique des pressions sur la toiture direction du vent V2**

**Figure III.97: Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V2.**

**Figure III. 108 : Présentation graphique des pressions sur la toiture direction du vent V2**

**Figure III.19: Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.**

**Figure III .20: Force exercée sur l'acrotère.**

**Figure IV.1 : Nervures verticales en présence de lisses de bardage**

**Figure IV. 2: Disposition de la panne**

**Figure IV. 3 : La pente de calcul**

**Figure IV.4: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.**

**Figure IV.5: Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.**

**Figure IV. 6 : Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.**

**Figure IV.7: Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.**

**Figure IV.8: Panne continues avec liernes à mi- portée**

**Figure IV.9 : illustration de la zone comprimée**

**Figure IV.10: disposition des liernes**

**Figure IV.11:Echantignolle.**

**Figure IV.12: Dimensions de l'échantignolle**

**Figure IV.13: disposition des lisses**

**Figure IV.14: les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.**

**Figure IV.15: disposition des liernes**

**Figure VI. 16: Schéma statique du potelet.**

**Figure VI.17: les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.**

**Figure VI.18: Schémas statique de l'acrotère.**

**Figure V. 1: Schéma statique de la poutre au vent en pignon.**

**Figure V. 2 : méthode des coupures.**

**Figure V.4: Schéma statique de la poutre sablière.**

**FigureV.5: La panne sablière.**

**Figure VI.1 : Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.**

**FigureVI.2: la distribution des efforts pour chaque poteau.**

**Figure VII. 1: Schéma du spectre de réponse suivant X.**

**Figure VII. 2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.**

**Figure VII. 3: Mode de déformation (01).**

**Figure VII. 4: Mode de déformation (2).**

**Figure VII. 5: Mode de déformation (3).**

**Figure VIII.1. Illustration du poteau le plus sollicité.**

**Figure VIII.2: Illustration de la barre la plus sollicité.**

**Figure VIII.3: Illustration de la traverse la plus sollicité.**

**Figure VIII.4: Illustration de la barre la plus sollicité.**

**Figure VIII.5: Illustration de la barre la plus sollicité.**

**Figure IX. 1: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.**

**Figure IX. 2 : Désignation des entraxes et des pinces**

**Figure IX. 3: Vue de l'assemblage Traverse - Traverse**

**Figure IX. 4: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.**

**Figure IX. 5: Vue de l'assemblage poteau - Traverse.**

**Figure IX.6: Vue de face de l'échantignole.**

**Figure IX.7: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.**

**Figure IX.8: Représentation de l'assemblage palées de stabilités.**

**Figure IX.9: Représentation de l'assemblage poutre au vent.**

**Figure IX.10: Vue de soudure poutre au vent.**

**Figure IX.11: Vue de l'assemblage poutre au vent.**

**Figure X 1: Tige d'encrage du pied du poteau.**

**Figure X.2: Dispositions constructives**

**Figure X.3: Disposition des tiges d'encrages**

**Figure X .5: Vérification de la section 2-2**

**Figure X. 6: Vérification de la section 2-2**

**FigureXI.1: Dimension de la semelle.**

**Figure XI .2: Schéma de la semelle isolé.**

**Fegure XI.3 : Ferrailage d'un fut**

**Ferrailage des longrines**

**Figure XI .5 :Schéma du fut**

**Figure XII. 11 : force résultante R.**

**Figure XII.2: Représentation des surfaces sens du vent V1.**

**Figure XII. 3: Représentation des surfaces sens du vent V2.**

**Figure XII.4: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.**

**Figure XII.5: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.**

## **LISTE DES TABLEAUX**

**Tableau I.1 : Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  (tableau 3.1,[1])**

**Tableau I.2: Valeurs recommandées pour les flèches verticales.**

**TABLEAU III. 1: LES VALEURS DE  $C_D$ .**

**Tableau III.2 : Coefficient de rugosité.**

**Tableau III.3 : coefficient d'exposition.**

**Tableau III.4 : Pression Dynamique.**

**TABLEAU III. 5:  $C_{PE10}$  CORRESPONDANT A CHAQUE ZONE DE PAROIS VERTICALES SENS V1.**

**Tableau III. 6: Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture sens V1.**

**Tableau III. 7 : Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = -0,5$ .**

**Tableau III.8 : Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec :  $C_{pi} = -0,5$**

**Tableau III.9: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = +0,8$ .**

**Tableau III.10 : Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec :  $C_{pi} = +0,8$ .**

**TABLEAU III .11:  $C_{PE10}$  CORRESPONDANT A CHAQUE ZONE DE PAROIS VERTICALES SENS V2.**

**TABLEAU III.12: VALEUR DE  $C_{PE}$  POUR LA TOITURE SENS V2.**

**Tableau III.13: Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = -0,5$ .**

**Tableau III.14 : Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec :  $C_{pi} = -0,5$ .**

**Tableau III. 15 : Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = +0,8$ .**

**Tableau III.26: Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec :  $C_{pi} = +0,8$ .**

**Tableau III.37: synthèse des forces les plus défavorables.**

**TABLEAU VI.1. Caractéristiques du profilé HEB**

**TABLEAU VII. 1: PENALITE DE VERIFICATION.**

**Tableau VII. 2 : Calcul des  $W_{GI}$**

**TABLEAU VII.3.: POURCENTAGE DE PARTICIPATION DE MASSE.**

**TABLEAU VII.4 : COMBINAISONS DE CALCUL.**

**TABLEAU VII.5: VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE.**

**TABLEAU VII.6: DEPLACEMENT MAX EN SITUATION DURABLE.**

**Tableau VII.7 : Déplacement relatif des niveaux.**

**Tableau VII. 8 : Effet P- $\Delta$  suivant X-X.**

**Tableau VII.9:Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y.**

**Tableau VIII.1: liste des éléments et de leurs sections choisies**

**Tableau IX. 1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.**

**Tableau IX. 2 : Valeur du coefficient de frottement  $\mu$  selon la surface.**

**Tableau IX. 3: Principales caractéristiques géométrique.**

**Tableau IX. 4: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.**

**TABLEAU XII. 4: VALEURS DES FORCES HORIZONTAL ET VERTICAL DANS LE SENS V2 ET COORDONNEES DES POINTS D'APPLICATION.**

**TABLEAU XII. 5: REACTION A LA BASE DUE AUX EFFETS SISMIQUES.**

**TABLEAU XII.6: VERIFICATION AU RENVERSEMENT SOUS L'EFFET DU SEISME.**

# Tables des matières

<b>Remerciements</b> .....	
<b>Dédicaces</b> .....	
<b>Tables des matières</b> .....	
<b>Tables des Figures</b> .....	
<b>Liste des Tableaux</b> .....	
<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Généralité</b> .....	2
1. L'acier : .....	2
2. La couverture: .....	5
3. Les Actions agissant sur la structure : .....	6
4. Les combineson d'action : .....	7
5. limites des flèches et des déplacement : .....	8
6. Règlements Utilisés : .....	9
<b>Chapitre II :Présentation du projet</b> .....	10
1. Situation du projet : .....	10
2. Caractéristiques : .....	10
<b>Chapitre III : Etudes climatiques</b> .....	12
1. Etude au vent : .....	12
1.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul .....	12
2. Calcul de la pression : .....	14
2.1 Détermination de la pression $q_{dyn}$ : .....	15
a) .Coefficient de rugosité $C_r$ : .....	15
b) .Calcul de coefficient d'exposition ( $C_e$ ) : .....	16
c ) .calculs de la pression dynamique $q_{dyn}$ : .....	17
2.3 Détermination des coefficients de pression ( $C_{pe}$ , $C_{pi}$ ) : .....	18
2.3.1 Vent perpendiculaire au pignon (Sens V1) : .....	18
2.3.2 Vent perpendiculaire au long pan (sens V2) : .....	25
3 . Force de frottement : .....	32
4. ETUDE A LA NEIGE : .....	34
4.1. But : .....	34
4.2 La charge de neige sur le sol.....	34
4.3 Coefficient de forme de la toiture.....	35

4.4	Calcul des charges de neige sur la toiture.....	35
4.5	Charge de la neige sur les obstacles :.....	35
<b>Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments.....</b>		<b>37</b>
1.	Dimensionnement des bardages des parois verticales :.....	37
2.	Dimensionnement des couvertures de toiture :.....	37
3.	Dimensionnement des pannes des toitures :.....	37
1.	Calcul des pannes.....	37
1.1	Définition :.....	37
1.2	Principe de calcul:.....	38
1.3	Données de calcul :.....	38
1.4	Evaluation des charges et surcharges :.....	39
1.4.1	Charges permanentes (G) :.....	39
1.4.2	Surcharges d'entretien (P):.....	40
1.4.3	Surcharge climatique due au vent :.....	40
1.4.4	Surcharge de la neige (S):.....	40
1.4.5	Combinaisons des charges les plus défavorables :.....	40
1.5	Combinaisons d'actions:.....	41
1.5.1	Combinaison à l'Etat. Limite. Ultime:.....	41
1.5.2	Combinaisons à l'Etat. Limite. de Service :.....	42
1.6	Pré dimensionnement des pannes :.....	42
1.6.1	Calcul à l'E.L.S :.....	42
1.7	Dimensionnement des pannes :.....	43
1.7.1	Les combinaisons de calcul :.....	44
1.7.2	Détermination des sollicitations :.....	44
	<i>a. Moments</i> :.....	44
☒	Sous le vent (W) :.....	44
☒	Sous la charge d'exploitation (Q) :.....	45
☒	Sous la charge de neige (S) :.....	45
	<i>b. Efforts tranchants</i> :.....	45
1.8	Vérification de la résistance des pannes (ELU) :.....	46
1.8.1	Classe de la section :.....	46
1.8.2	Calcul en plasticité :.....	47
1.8.3	Vérification à l'effort tranchant.....	47
1.8.4	Vérification au déversement :.....	47

2. Calcul des liernes : .....	49
2.1 Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité .....	50
2.2 Calcul de la section des liernes :.....	51
3. Calcul de l'échantignolle :.....	52
3.1 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :.....	53
4. Calcul des lisses de bardage :.....	53
4.1 Modes de fonctionnement.....	53
4.2 Données de calcul :.....	54
4.3 Evaluation des charges et surcharges .....	54
4.3.1 Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme) .....	55
4.3.2 Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme).....	55
4.3.2.1 Charges appliquées à l'ELU.....	55
4.3.2.2 Charges appliquées à l'ELS :.....	56
4.4 Pré dimensionnement des lisses:.....	56
4.5 Vérification à l'état limite ultime :.....	56.
4.5.1 Condition de résistance .....	56
4.5.2 Vérification au cisaillement :.....	57
4.5.3 Vérification au déversement :.....	57
4.5.4 Vérification à l'état limite de service :.....	58
4.5.4.1 Vérifier la flèche selon Z-Z.....	58
4.5.4.2 Vérifier la flèche selon Y-Y.....	58
4.6 Calcul des liernes : .....	59
4.6.1 Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité : .....	59
4.6.2 Calcul de la section des liernes :.....	60
5. Calcul des potelets :.....	60
5.2 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus charge :.....	61
5.2.1 charges permanentes G :(verticale concentrée) .....	61
5.2.2 Surcharge climatique W : .....	61
5.3 Le pré dimensionnement du potelet:.....	61
5.4 Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à l'ELU :.....	62
5.4.1 Vérification de la stabilité au déversement sous <b>Ncsd</b> et de <b>Msd</b> à l'ELU :.....	64

6. Calcul des lisses d'acrotère.....	69
6.1. Evaluation des charges et surcharges : .....	69
6.1.1. Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme) :.....	70
6.1.2. Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme).....	70
6.1.3. Charges appliquées à l'ELU :.....	70
6.1.4. Charges appliquées à l'ELS : .....	70
6.2. Pré dimensionnement des lisses: .....	70
6.2.1 .Vérification en tenant compte le poids du profilé .....	71
6.3.1 Vérification à l'état limite de service :.....	71
6.3.2. Vérification à l'état limite ultime :.....	72
6.3.3. Vérification au déversement : .....	73
7. Calcul de l'acrotère :.....	74
7.1. Définition .....	74
7.2. Evaluation de charges.....	74
7.3. Le pré dimensionnement de l'acrotère :.....	75
7.3.1. Vérification à la résistance des sections transversales : .....	76
<b>Chapitre v : Etude des contreventements .....</b>	<b>77</b>
1. Rôle des systèmes de contreventement .....	77
2. CONTERVENTEMENTS DE TOITURE (POUTRE AU VENT) :.....	77
2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon :.....	77
2.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent : .....	78
a)Evaluation des efforts horizontaux : .....	79
b) Evaluation des efforts dans les barres : .....	79
c)Effort de traction dans les diagonales : .....	79
1.calcul des réaction:.....	80
2. Section de la diagonale :.....	80
3. Calcul de la section brute A .....	81
4. Vérification à la résistance ultime de la section :.....	81

3. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance:.....	81
1. Vérification de la section à la résistance : .....	81
2 Vérification de la panne intermédiaire :.....	81
a) Incidence de l'effort normal :.....	82
b) Incidence de l'effort tranchant : .....	83
3. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) : .....	83
a) Vérification au flambement : .....	84
b) Vérification au déversement :.....	86
4. Calcul de la palée de stabilité en long pans :.....	87
4.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :.....	88
4.2. Section de la diagonale :.....	88
4.2.1. Calcul de la section brute A : .....	88
5. Pré-dimensionnement de la poutre sablière :.....	89
Vérification de l'élément aux instabilités : .....	90
<b>Chapitre VI : Calcul des Portique.....</b>	<b>93</b>
1 calcul des traverses .....	93
1.1 Généralité :.....	93
1.2. Combinaisons des charges les plus défavorables :.....	93
1.3 Vérification de la flèche a L'ELS : .....	95
1.4 Vérification au déversement : .....	96
2. pré dimensionnement des poteaux : .....	96
2.1. Définition :.....	<b>96</b>
2.2. Evaluation des charges et surcharge : .....	97
2.3. Détermination de la $N_{\max}^1$ descente de charges :.....	97
2.4. Calcul de $N_{\max}^1$ :.....	98
2.5. Vérifications aux flambements:.....	98
2.6. Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_i$ :.....	98
<b>Chapitre VII : Etude sismique .....</b>	<b>100</b>
1. Présentation du logistiel robot :.....	100
2. Modélisation :.....	100
3. Analyse de la structure :.....	100
3.1. Type d'analyse :.....	100
3.2. Méthodes de calcul : .....	100
3.2.1. La méthode statique équivalente :.....	101

4. La méthode modale spectrale : .....	106
4.1 Principe de la méthode spectrale : .....	106
4.2 Spectre de repense de calcul : .....	106
4.3 Nombre de modes de vibrations à considérer : .....	107
4.4 Résultat de calcul : .....	108
4.5 Analyse des résultats : .....	110
5. Vérification des déplacements : .....	112
<b>Chapitre VIII : Vérification de l'ossature</b> .....	<b>115</b>
1. Vérification des poteaux : .....	115
2. Vérification de la poutre sablière: .....	119
2. Vérification des traverses : .....	121
4. Vérification de la poutre auvent : .....	128
5. Vérification des palées de stabilités de long pan : .....	129
6. Résumé des résultats obtenus : .....	130
<b>Chapitre IX : Calcul des Assemblages</b> .....	<b>131</b>
1. Introduction : .....	131
2. Fonctionnement des assemblages : .....	131
3. Rôle des assemblages : .....	132
4. Calcul d'assemblages : .....	134
4.1 Assemblage traverse – traverse : .....	134
4.2 Assemblage poteau - traverse : .....	137
4.3 Assemblage de l'échantignolle .....	144
4.5 Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) : .....	145
4.6 Assemblage des éléments de la Poutre au vent : .....	149
<b>Chapitre X : Calcul des Pied de poteau</b> .....	<b>154</b>
1. Calcul de Pied de poteau : .....	154
2. Calcul de Pied de potelet : .....	160
<b>Chapitre XI : Etude de l'infrastructure</b> .....	<b>163</b>
1. Introduction : .....	163
2. Choix du type de fondation .....	163
3. Calcul des fondations: .....	163
4. Dimensionnement de la semelle: .....	163
4.1. Pré dimensionnement de la semelle de poteau : .....	164
a) . Vérification des contraintes : .....	166

b) . Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) : .....	166
5. Ferrailage de la semelle:.....	167
6. Ancrage des barres : .....	170
7. Calcul des longrines : .....	171
7.1. Pré dimensionnement : .....	171
7.2 Ferrailage : .....	171
7.3.Armatures transversales:.....	171
4. Ferrailage des futs : .....	172
<b>ChapitreX.II : Vérification de la stabilité d'ensemble.....</b>	<b>175</b>
1. Action d'ensemble : .....	175
2. Détermination des moments renversants ( $M_R$ ) .....	178
2.1 Cas du vent : .....	178
2.2 Cas du séisme : .....	181
Conclusion : .....	182
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>183</b>
<b>Annexe .....</b>	<b>185</b>
<b>Notations Générales :.....</b>	
<b>Références bibliographiques.....</b>	

## **INTRODUCTION GENERALE**

Le but des études génie civil est de concevoir des bâtiments capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.). Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Ces propriétés englobent la résistance, la raideur et la capacité d'absorption et de dissipation de l'énergie.

Ces exigences font qu'une structure soit capable de répondre sans dommages importants à des séismes répétés d'intensités modérées et à des tremblements de terre exceptionnellement sévère sans mettre en danger sa stabilité, son contenu, ses occupants et ses éléments principaux.

L'introduction de nouveaux matériaux tels que le verre et l'acier et de nouvelles techniques de construction font des bâtiments un chantier en évolution croissante et rapide.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

D'une manière générale, les éléments structuraux d'un bâtiment sont une association de deux matériaux de nature et de propriétés différentes, avec l'objectif de tirer sur le plan mécanique les avantages des deux parties à savoir :

- Le béton pour résister aux efforts de compression.
- L'acier pour résister aux efforts de traction.

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar à usage fabrication mécanique, implanté à la commune d'AKBOU wilaya de Bejaia.

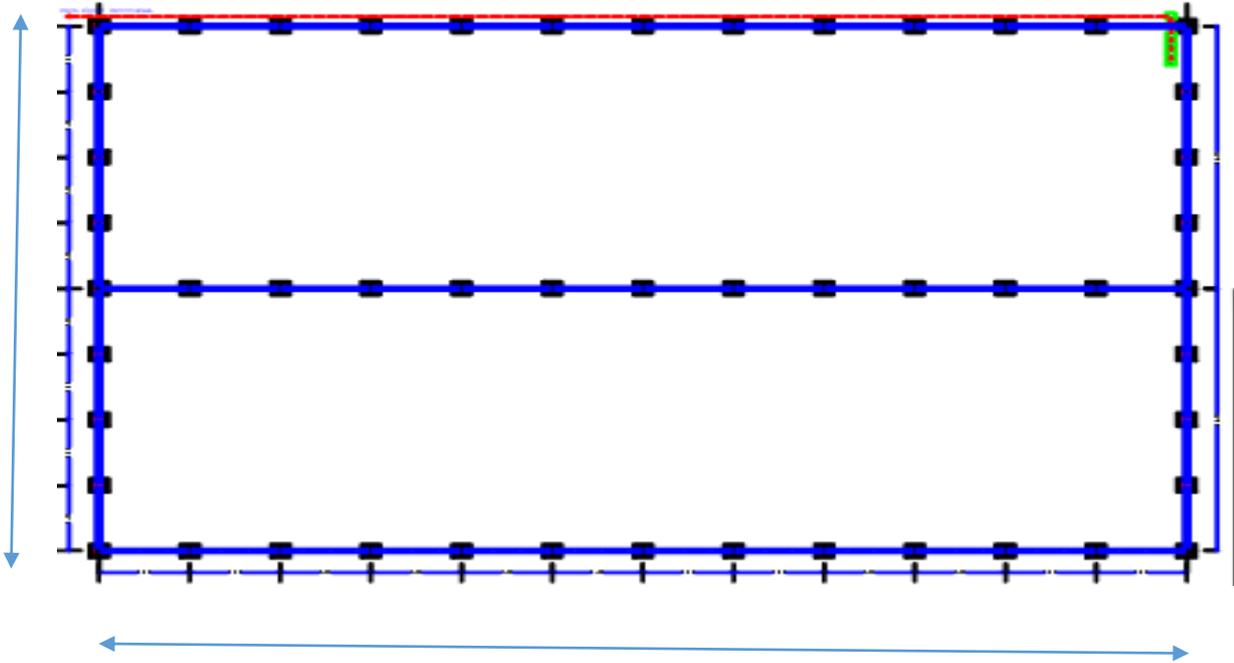
L'objectif principal de notre mémoire sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises durant notre cursus, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master en Génie civil option constructions métalliques.

Pour cela, nous avons suivi le plan de travail suivant :

- Chapitre I : Généralités ;
- Chapitre II : Présentation de l'ouvrage;
- Chapitre III : Etude climatique ;
- Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments ;
- Chapitre V : Etude des contreventements ;
- Chapitre VI : Etude des portiques ;
- Chapitre VII : Etude au séisme :
- Chapitre VIII : Vérification de l'ossature
- Chapitre IX : calcul des assemblages ;
- Chapitre X : Calcul des pieds de poteaux
- Chapitre XI : Etude de l'infrastructure ;
- Chapitre XII : les actions d'ensemble ;

Enfin, nous terminerons par une conclusion générale.

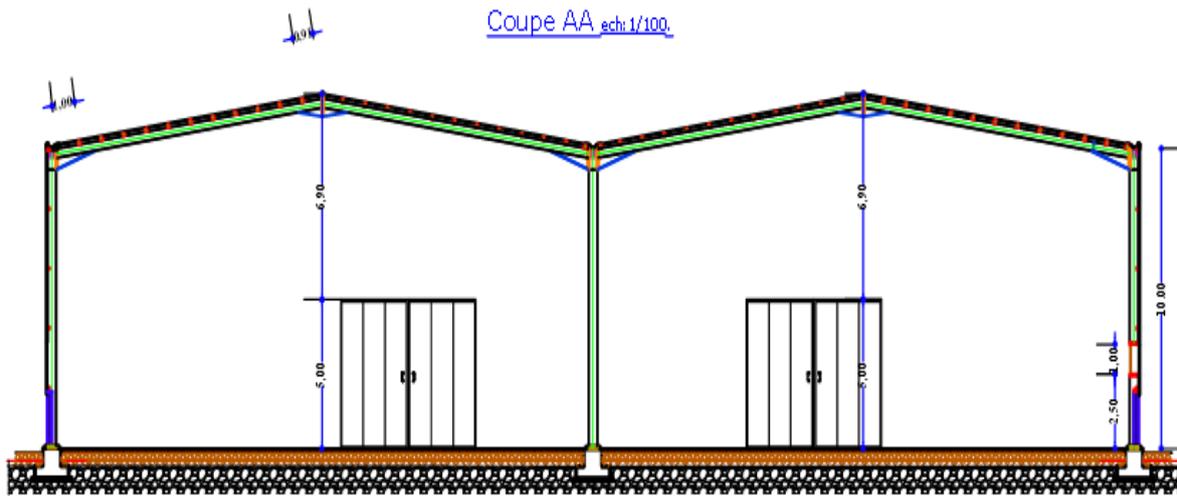
Plan de fondations général



6m×12

Plan de fondation

Coupe AA ech:1/100



La façade principale

Les structures métalliques se composent de matériaux qui jouent un rôle important dans la résistance des constructions. Le choix de ces matériaux est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

**I.1.L'acier :**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%. Outre le fer et carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.

**I.1.1 .Propriétés des profilés laminés :**

**i -Résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régalément Euro code 03

**Tableau I.1 : Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  (tableau 3.1, CCMA97)**

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t<40mm		40mm<t<100mm	
	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

**ii -Ductilité :**

Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- Le rapport  $f_u/f_y$  de la résistance à la traction minimale spécifiée au  $f_u$  sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée  $f_y$  doit être supérieur à 1,2.
- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime  $\varepsilon$  correspondant à  $f_u$  représente au moins 20 fois la déformation élastique  $\varepsilon_y$  correspondant à  $f_y$ .
- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de  $5,65 \sqrt{A_0}$  doit être supérieur à 15%, étant l'aire initiale de la section transversale.

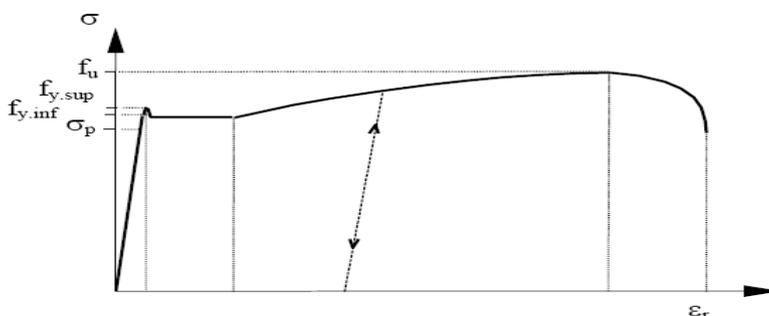
On peut considérer que les nuances d'acier de la norme EN 10025 en général et celles indiquées au **Tableau I.1**, en particulier, satisfont à ces conditions.

$A_0$  : la section transversale initiale de l'élément considéré.

**iii-Propriétés mécanique :**

Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000$  MPa.

- Module d'élasticité transversal :  $G = E / 2(1+\mu)$ .
- Coefficient de Poisson :  $\mu = 0,3$ .
- Coefficient de dilatation thermique :  $\rho = 12 \times 10^{-6}$  par  $1^\circ C$
- Masse volumique :  $\rho = 7850$  Kg/m<sup>3</sup>



**Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).**

**I.1.2 Propriétés des armatures de construction :****i – Résistance :**

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les Eurocodes 03 et 04 ainsi que le DTR CCM97 et ce, conformément à la norme EN 10 025. Pour notre ouvrage; notre choix s'est porté sur la nuance S235 qui présente les meilleures propriétés de ductilité.

**ii – Ductilité :**

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Le rapport } \frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$$

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique  
 $\varepsilon_u \geq 20 \times \varepsilon_y$
- A la rupture, l'allongement sur une longueur de  $5,65\sqrt{A_0}$ , soit supérieure à 15% .

**iii – Propriétés mécaniques :**

Les propriétés mécaniques sont les mêmes que celles données dans la partie **I.1.1.iii.**

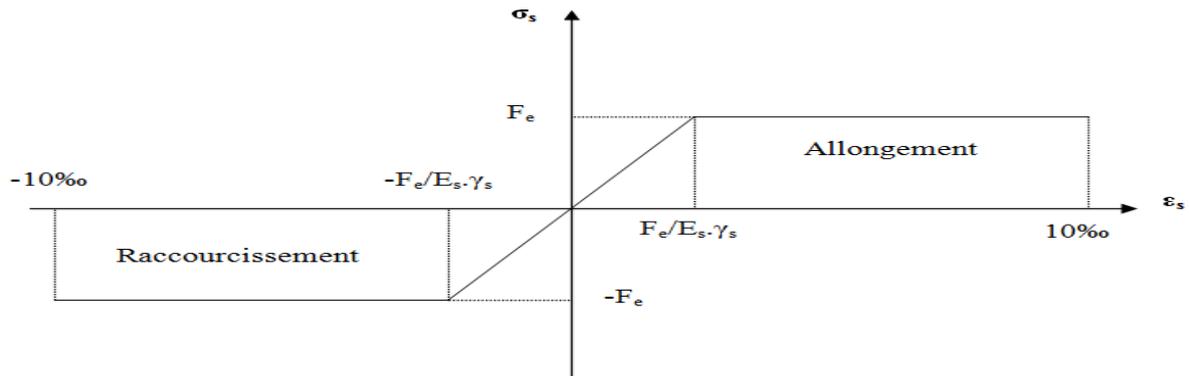


Figure I -2.: Diagramme contrainte déformation de l'Acier.

## I.2.La couverture :

La couverture sera réalisé, par des panneaux sandwichs, appelés aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués de:

- Deux tôles de parements intérieurs et extérieurs.
- Une âme en mousse isolante.
- Profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

- Isolation et l'étanchéité
- Bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

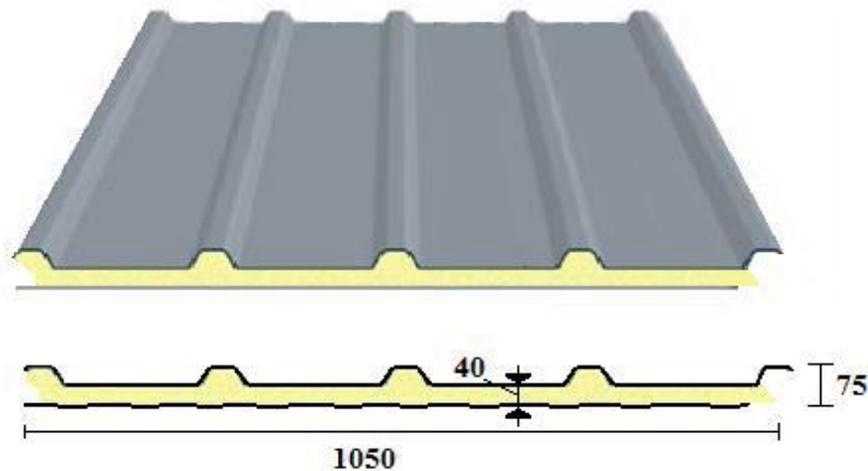


Figure I- 3 : Panneau sandwich type (TL 75 P BATICOMPOS) .

### b) Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé "Béton frais" celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

- Propriétés du béton :
  - Le béton utilisé sera de classe C25 avec :
    - Une résistance à la compression à 28jours :  $F_{c28}=25\text{Mpa}$ .
    - La résistance a la traction à 28jours :  $F_{t28}=2.1\text{Mpa}$ .
    - Le poids spécifique :  $\rho = 25\text{KN} / \text{m}^3$

-Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4.10^{-6}$

### I.3. LES ACTIONS AGISSANT SUR LA STRUCTURE :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

- Charges Permanentes : G
- Charges d'exploitations : Q
- Charges climatiques : le vent W et la neige S.
- Charges Sismiques: E.

## I.4. LES COMBINAISONS D' ACTIONS :

### I.4.1. Situation durable :

#### a ) Etat Limite Ultime :

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q :  $1.35 G_{\min} + G_{\max} + 1.5 Q$
- Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $1.35 G_{\min} + G_{\max} + 1.35 (\Sigma Q_i)$

[CCM-article 2.3.2.3]

Avec :

$G_{\min}$  : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

$G_{\max}$  : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

#### b) Etat Limite de Service :

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux)

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q :  $G + Q$
- Cas de plusieurs actions variables  $Q_i$  :  $G + 0.9 (\Sigma Q_i)$

### I.4.2. Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée E

- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

$$\Rightarrow G + Q + E ; G + Q + 1.2E$$

$\Rightarrow 0.8 G \pm E$  : cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

### I.5. LIMITES DES FLECHES ET DES DEPLACEMENTS :

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le Tableau I.2 du CCM97 comme suit:

**TABLEAU I.2: VALEURS RECOMMANDEES POUR LES FLECHES VERTICALES.**

Conditions	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Toitures en général	L/200	L/250
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250	L/300
Planchers en général	L/250	L/300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	L/250	L/300
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400	L/500
Cas où $\delta_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250	/

**I.6. Règlements utilisés :**

L'étude de ce projet, exige quelques règlements utilisés en Algérie :

- RNV A99 : règlement neige et vent Algérien 1999.
- CCMA97, Euro code 3 : Code Construction Métallique Algérien97 et Eurocode 3.
- RPA 99 V2003 : règlement parasismique Algérien V2003.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire pour les Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- B.A.E.L91 : Béton armé aux états limites.
- CBA 93 : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

Notre projet consiste à étudier un hangar à usage de construction et de fabrication mécanique avec toiture à multiple versant, et ossature en charpente métallique. Ce projet est en cours de réalisation.

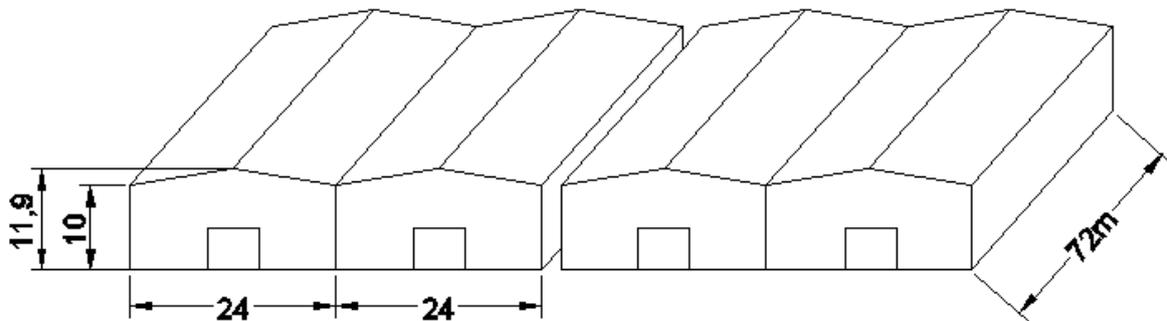


Figure II.1 : Présentation des deux hangars

### II.1. Situation de projet :

Le présent projet est en cours de réalisation au lieu ditTAHARACHT, Situé au niveau de la commune AKBOU dans la wilaya de Bejaia qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité IIa et de groupe d'usage (III).

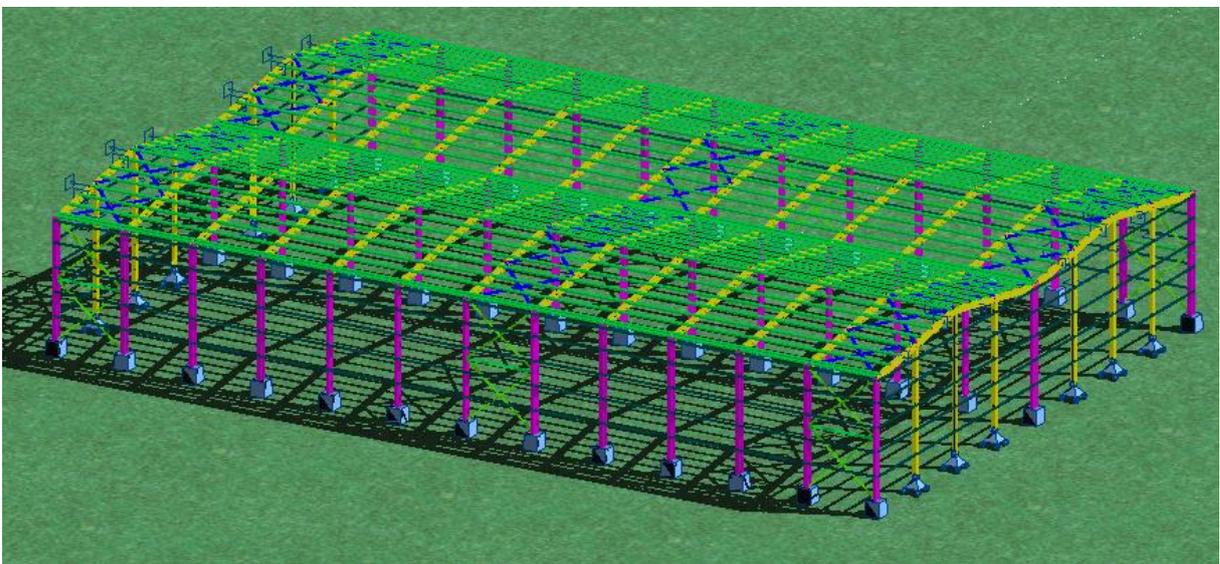


Figure II.2. Présentation de l'ouvrage.

### II.2. Caractéristiques :

- ✓ **Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**
  - Longueur totale du bâtiment : 72m

- Largeur totale du bâtiment : 48m
- Surface totale du hangar : 6 912 m<sup>2</sup>
- Hauteur totale hangar : 11.9m
- Hauteur des poteaux : 10m
- Hauteur de la toiture : 1.9m

✓ **Élément de l'ouvrage :**

- Toiture à multiple versants avec une pente de 9°
- Acrotère : 1.9 m
- Bardage (panneau sandwich).
- Poteaux, poutres, pannes, lisses de bardages sont des éléments métalliques
- Ouvertures : La face principale du pignon on a deux (2) porte de (6X5) m<sup>2</sup>.
  - La face secondaire du pignon on a huit (8) fenêtres de (2X1) m<sup>2</sup>
  - La face droite de long pan on n'a aucune ouverture.
  - La face gauche de long pan on a 12 fenêtres de (2X1) m<sup>2</sup>.
- Portique : (poteaux + traverses) en profilé laminé.
  - - Dans le sens pignon on a deux portiques de 24 m.

- Dans le sens long pan on a douze (12) portiques de 6m

✓ **Etude de sol :**

L'étude de sol a été réalisée par laboratoire National de l'habitat et de la construction Bejaïa, la conclusion de cette étude préconise ce qui suit :

- ✓ Le taux de travail admissible serait ici au moins égale à 2.00 bars
- ✓ La sous-face de la fondation devrait se situer à au moins 1.00 m du côté du terrain actuel .

✓ **Les façades :**

- Les murs extérieurs sont réalisés avec maçonnerie sur deux (2) mètre de hauteur et de panneau sandwich sur huit (8) mètre de hauteur.

Tout ouvrage doit résister aux actions climatiques verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions principales. Le calcul des actions dues au vent sera mené conformément au règlement Neige et Vent du RNVA99. En effet, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs

- De la région
- Du site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- Et de la rigidité de la construction

### **III.1. Etude au vent :**

#### **1.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul :**

##### **a. Effet de la région :**

Selon le RNVA 99, notre projet est situé à la commune d'Akbou Wilaya de Bejaïa qui est classé en zone I. Par conséquent, selon le tableau 2-3 du RNVA99, la pression dynamique de référence est comme suit :  $q_{ref} = 375 \text{ N/ m}^2$ .

##### **b. Effet du site :**

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient appelé « coefficient d'exposition » ( $C_e(z)$ ). Ce dernier prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité ( $C_r(z)$ ) et de la topographie du site par le coefficient de topographie ( $C_t(z)$ ).

La structure sera implantée dans une zone industrielle :

D'où :

- Le facteur de terrain  $K_T=0.22$
- Le paramètre de rugosité  $Z_0=0.3$  (tableau 2-4, chapitre II RNVA99) [2].
- La hauteur minimal  $z_{min}=8m$ .

Avec :

$K_T$  : Le facteur de terrain.

$Z_0(m)$  : Le paramètre de rugosité.

$Z_{min}(m)$  : La hauteur minimale.

### c. Coefficient de topographie

Le site est plat, le coefficient de topographie  $C_T= 1$ . (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99). [2].

### d. Calcul du coefficient dynamique $C_d$ :

$C_d$  est donné en fonction de :

- B (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- H (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction

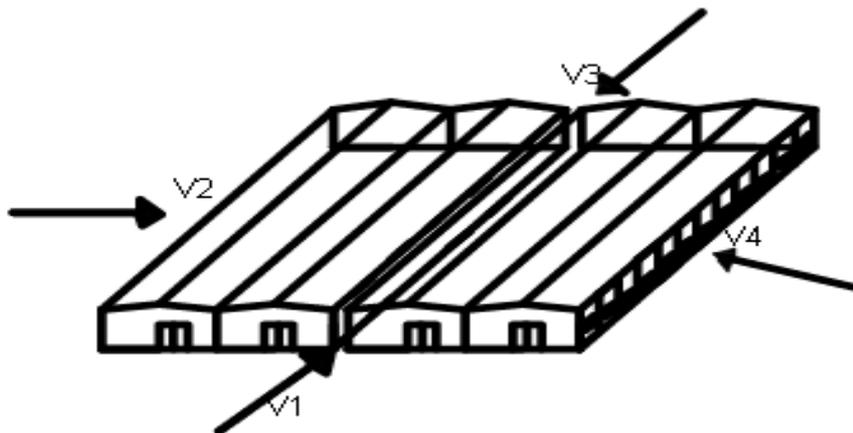


Figure III. 1: Les directions principales du vent.

Dans notre cas, on a une parfaite symétrie de la structure ce qui fait que on se limite à faire nos calculs dans seulement 2 sens V1, V2 tq :  $V1 = V3$ ,  $V2 = V4$

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la figure 3.2 du RNVA99 pour la détermination du coefficient  $C_d$  pour chaque direction.

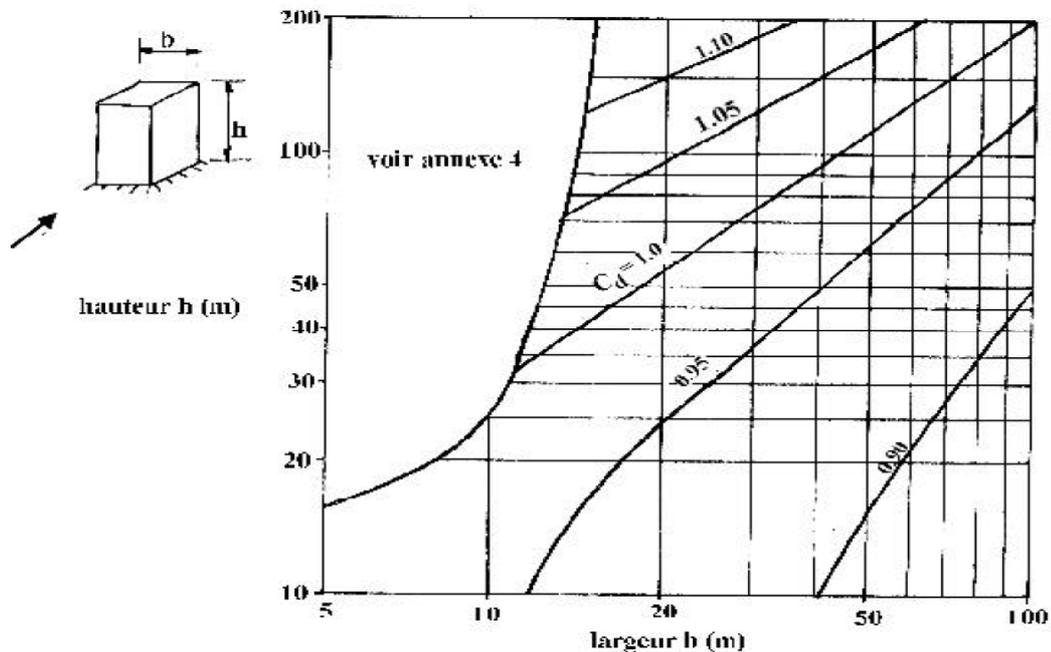


Figure III. 2: Valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques [RNVA99] [2] .

- **Direction longitudinale du vent V1 :** La lecture donnera pour :  $b_1=48m$  et  $h=11.9m$ 
  - On aura :  $C_d=0.89$  .
- **Direction transversale du vent V2:**La lecture donnera pour:  $b_2=72m$  et  $h=11.9m$ .
  - On aura :  $C_d=0.87$ .

Pour les deux directions  $C_d < 1.2$  ; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

Les valeurs de  $C_d$  sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III. 1:Les valeurs de  $C_d$ .

Direction du vent	h (m)	b (m)	$C_d$
V1 et V3	11.9	48	0.89
V2 et V4	11.9	72	0.87

### III.2. Calcul de la pression :

D'après le règlement **RNV99**, les pressions ( $q_j$ ) sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

### III.2.1 Détermination de la pression dynamique $Q_{dyn}$ :

La structure est de hauteur totale étant supérieure à 10m, on subdivisera le maître couple en  $n_i = E (11.9/3) = 3$  tranches et  $h_i = (11.9/3) = 3.96m \approx 4m$  (formule 2.11). Pour les commodités du calcul, on déterminera la pression dynamique (formule 2.12) :

- A  $h_i = 4$  et  $8m$  pour ce qui concerne les parois verticales (soit des tranches de  $4m$ ).
- A  $h_i = 11.9 m$  pour ce qui concerne les parois verticales (présence de l'acrotère).
- A la hauteur totale  $h = 11.9m$  pour ce qui concerne la toiture.

#### a) Coefficient de rugosité :

Le Coefficient de rugosité, est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

- $C_r = K_t \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$  pour  $Z_{min} \leq Z \leq 200m$  (formule 2.15) [2].
- $C_r = K_t \times \ln \left( \frac{Z_{min}}{Z_0} \right)$  pour  $Z < Z_{min}$  (formule 2.15) [2].

$C_r$  : est le Coefficient de rugosité (formule 2.15) [2].

$K_t$  : est le facteur de terrain (Tableau 2.4) [2].

$Z$  : (en m) est la hauteur considérée.

$Z_{min}$  : (en m) est la hauteur minimale (Tableau 2.4) [2].

$Z_0$  : (en m) est le paramètre de rugosité (Tableau 2.4) [2].

✓ **Parois verticales :**  $C_r = 0.22 \times \ln \left( \frac{8}{0.3} \right) = 0.722 \rightarrow C_r = 0.722.$

✓ **Toiture :**  $C_r = 0.22 \times \ln \left( \frac{11.9}{0.3} \right) = 0.81 \rightarrow C_r = 0.81.$  Toiture

Les résultats sont portés sur la figure suivante :

**Tableau III.2 : Coefficient de rugosité.**

Hi (m)	$C_r$ (formule 2.15)
4	0.722
8	0.81
11.9	0.81

**b) coefficient d'exposition :**

Le coefficient d'exposition au vent «  $C_e(Z)$  » tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de hauteur 'h' au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

Dans ce cas, La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \cdot k_T}{C_r \cdot C_t} \right] C_d < 1.2 \quad \longrightarrow \quad (\text{formule 2.13}) [2]$$

$C_t$  : facteur de topographie.

$C_r$  : facteur de rugosité.

$K_t$  : facteur de terrain.

**✓ Parois verticales**

$$C_r = 0.22 \times \ln \left( \frac{8}{0.3} \right) = 0.722 \quad \rightarrow \quad C_r = 0.722.$$

$$C_r = 0.22 \times \ln \left( \frac{11.9}{0.3} \right) = 0.81 \quad \rightarrow \quad C_r = 0.81.$$

$$C_{ex} = 1.0^2 \times 0.722^2 \left[ 1 + \frac{7 \times 0.22}{0.722 \times 1} \right] = 1.633 \quad \rightarrow \quad C_{ex} = 1.633.$$

$$C_{ex} = 1.0^2 \times 0.81^2 \left[ 1 + \frac{7 \times 0.22}{0.81 \times 1} \right] = 1.904 \quad \rightarrow \quad C_{ex} = 1.904.$$

**✓ Toitures :**

$$C_r = 0.22 \times \ln \left( \frac{11.9}{0.3} \right) = 0.81 \quad \rightarrow \quad C_r = 0.81.$$

$$C_{ex} = 1.0^2 \times 0.81^2 \left[ 1 + \frac{7 \times 0.22}{0.81 \times 1} \right] = 1.904 \quad \rightarrow \quad C_{ex} = 1.904.$$

Les résultats sont portés sur la figure suivante :

**Tableau III.3 : coefficient d'exposition.**

Hi (m)	$C_r(Z)$ (formule 2.15) [2]	$C_e(Z)$ (formule 2.13) [2]
4	0.722	1.633
8	0.81	1.904
11.9	0.81	1.904

**Remarque :**

Le Coefficient rugosité à  $Z = 4\text{m}$  pour les parois verticales est calculé en introduisant dans la formule 2.15 ou  $Z < Z_{\min}$ .

**c) Calcul la pression dynamique « $q_{\text{dyn}}$ » :**

La pression dynamique « $q_{\text{dyn}}$ » qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur 'h' est donnée comme suite :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{réf}} \times C_{\text{ex}} \quad (\text{daN/m}^2) \quad (\text{formule 2.12})[\text{RNVA99}]$$

$q_{\text{réf}}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau 2-3 (DTR) en fonction de la zone du vent.

$C_{\text{ex}}$  : est le coefficient d'exposition au vent.

✓ **Parois verticales :**  $q_{\text{dyn}} = 37.5 \times 1.633 = 61.237 \quad (\text{daN/m}^2)$ .  
 $q_{\text{dyn}} = 37.5 \times 1.904 = 71.4 \quad (\text{daN/m}^2)$ .

✓ **Toitures :**  $q_{\text{dyn}} = 37.5 \times 1.904 = 71.4 \quad (\text{daN/m}^2)$ .

Dans ce cas, la pression dynamique sont portées sur la figure suivante :

**Tableau III.4 : Pression Dynamique.**

hi (m)	$C_r(Z)$ (formule 2.15)	$C_e(Z)$ (formule 2.13)	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$
4	0.722	1.633	61.237
8	0.81	1.904	71.4
11.9 (parois verticales)	0.81	1.904	71.4
11.9 (toiture)	0.81	1.904	71.4

### III.2.2 Détermination de la pression statique due au vent :

La pression due au vent «Ph» qui s'exerce sur une construction à la hauteur 'h' est donnée par la formule suivante.

$$q_j = C_d \times W_{z_j} \quad (\text{daN/m}^2) \quad (\text{formule 2.5})[\text{RNVA99}]$$

$C_d$  : coefficient dynamique de la construction.

$q_{\text{dyn}}$  : pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée.

$C_{p_e}$  : coefficient de pression extérieure.

$C_{p_i}$  : coefficient de pression intérieure.

### III.2.3 Détermination des coefficients de pression ( $C_{pe}$ , $C_{pi}$ ) :

Cette étape concerne les deux directions du vent considérées.

#### 2.3.1 Vent perpendiculaire au pignon (Sens V1) :

##### a) Coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ :

###### ➤ Parois verticales :

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 du RNVA99 pour la détermination des différentes zones de pression et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients  $C_{pe}$ .

Pour cette direction du vent :  $b=48\text{m}$ ,  $d=72\text{m}$ ,  $h=11.9\text{m}$ .

$e = \min[b, 2 \times h] = \min [48 ; 23.8] \text{ donc } e=23.8\text{m}$ ,  $e/5=4.76\text{m}$ .

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure III .5.

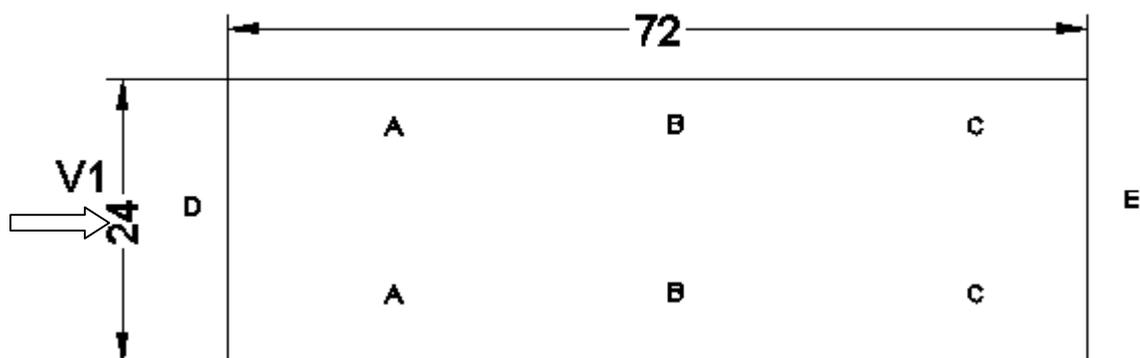


Figure III.3: Vue en plan des zones de pression sens V1.

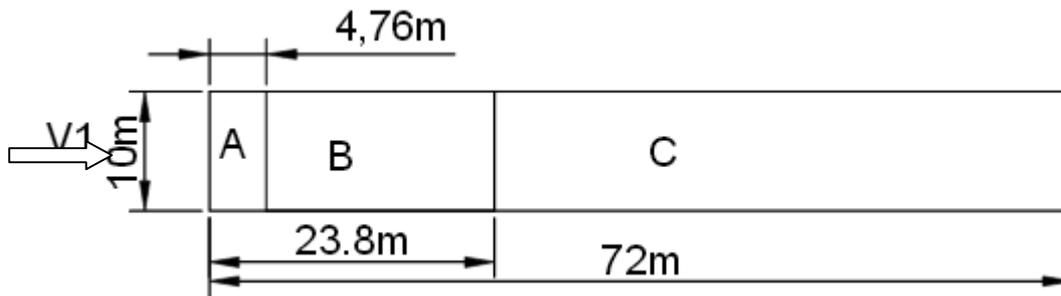


Figure III.4: Vue en élévation des zones de pression sens V1.

Pour le calcul de  $C_{pe}$  on se réfère au paragraphe 1.1.2 chapitre 5 du RNVA99 :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} si S \leq 1m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) * \log(s) si 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} si S \geq 10m^2 \end{cases}$$

On a tous les surfaces  $> 10m^2$  ; donc  $C_{pe}=C_{pe,10}$

Pour le calcul de  $C_{pe,10}$  on se réfère au tableau (5.1) du RNVA99, et on trouve :

Tableau III. 5:  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1.

Zone	A	B	C	D	E
Surfaces (m <sup>2</sup> )	47.6	190.4	482	480	480
$C_{pe}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

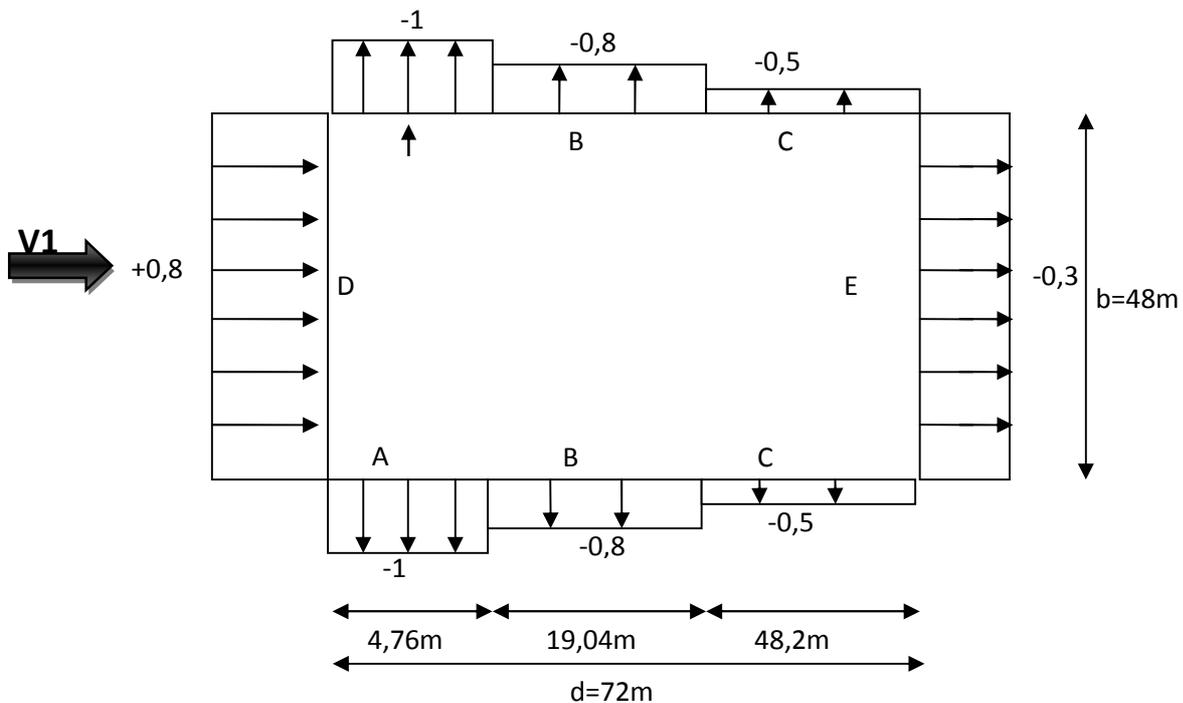
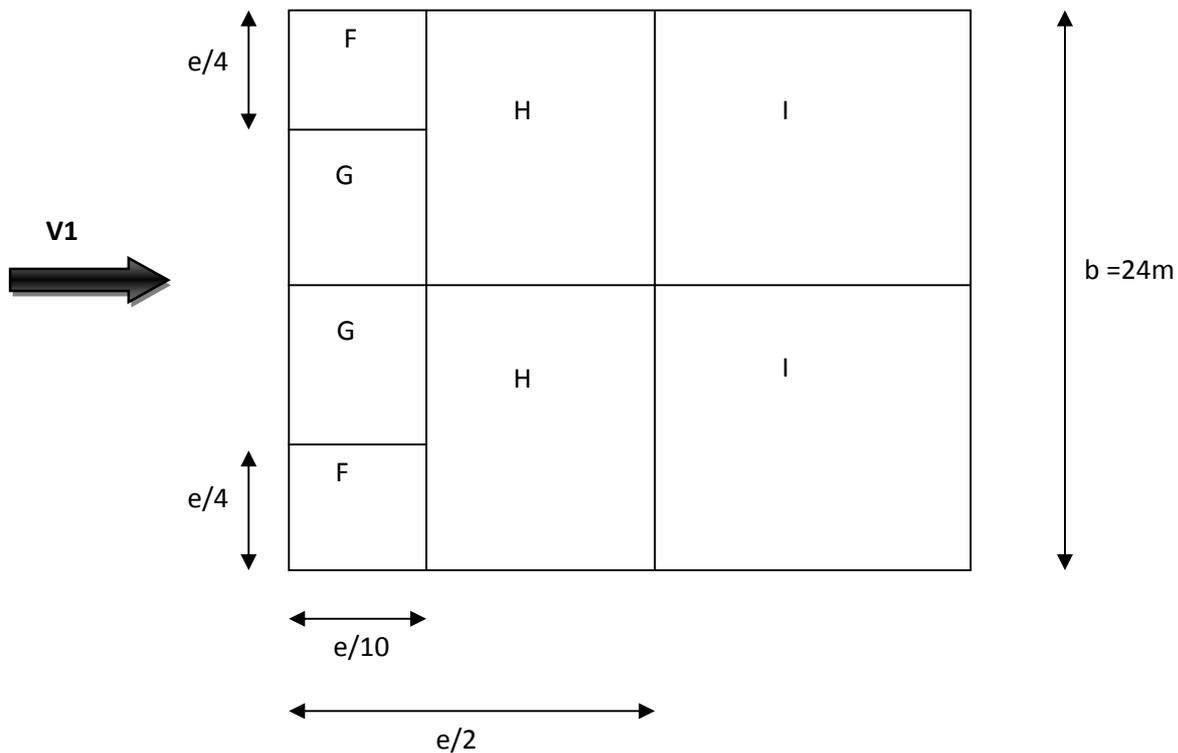


Figure III.5 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V1.

➤ **Toiture :**

Dans notre cas la toiture est à multiple versants avec un angle  $\alpha=8.997^\circ$  ; Selon RNVA 99( §1.1.5 chap5) Les différentes zones de pression F,G,H et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 24\text{m}$  ;  $d = 72\text{m}$  ;  $h = 11.9\text{m}$  ;  $e = \min [b ; 2h] = 23.8\text{m}$  ;  $e/4 = 5.95\text{m}$  ;  $e/2 = 11.9\text{m}$  ;  $e/10 = 2.38\text{m}$



**Figure III.6: Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.**

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=5^\circ$  et  $\alpha=15^\circ$  tirées du tableau 5.4 RNVA99 ( $\theta=90^\circ$ ).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

**Tableau III. 6: Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture sens V1.**

Zone	F	G	H	I
Surface( $\text{m}^2$ )	14.16	14.40	114.24	721.2
$C_{pe}$	-1.48	-1.84	-0.68	-0.58

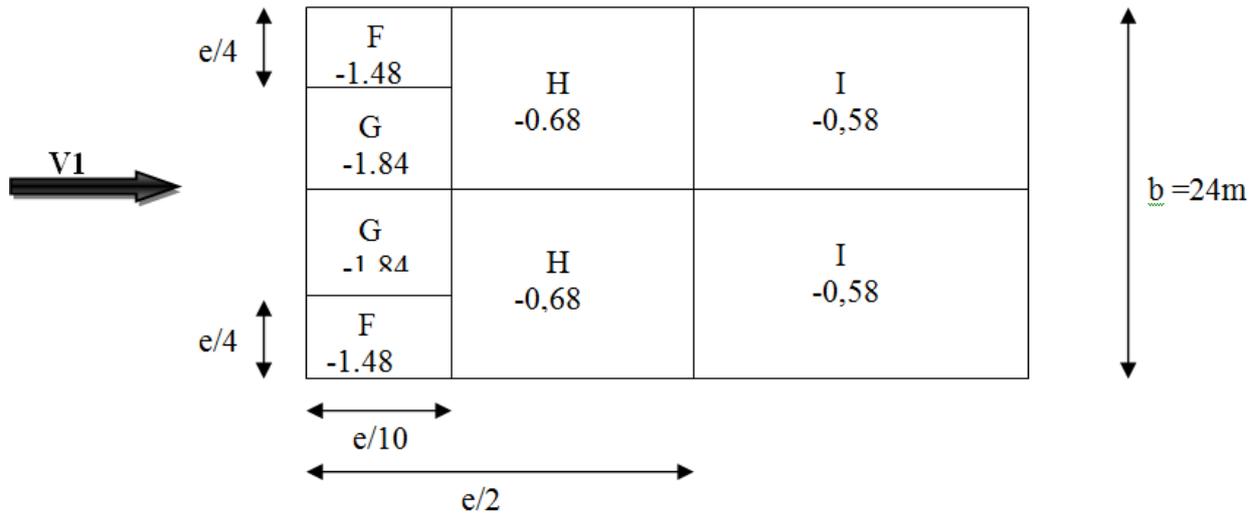


Figure III. 7: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V1.

a) Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$  :

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

- ✓ **1<sup>er</sup> cas** : Si les fenêtres sont fermées et les portes sont ouvertes, l'air va s'engouffrer vers l'intérieur et ne peut ressortir par les fenêtres et toutes les faces internes des parois extérieures du bâtiment subiront des surpressions correspondant à :

$$\mu_p = \frac{0+0}{2X(5X6)} = 0C_{pi=+0.8} \longrightarrow$$

- ✓ **2<sup>eme</sup> cas** : Si les fenêtres sont ouvertes et les portes sont ouvertes, l'air rentre vers l'intérieur par la porte et une partie ressort par les fenêtres et toutes les faces internes des parois extérieures du bâtiment subiront des dépressions correspondant à :

$$\mu_p = \frac{8(2X1) + 12(2X1)}{2X(5X6) + 8(2X1) + 12(2X1)} = 0.4C_{pi=+0.3} \longrightarrow$$

- ✓ **3<sup>eme</sup> cas** : Si les fenêtres sont ouvertes et les portes sont fermées,

$$\mu_p = \frac{8(2X1) + 12(2X1)}{8(2X1) + 12(2X1)} = 1C_{pi=-0.5} \longrightarrow$$

Les cas les plus défavorables sont :

- $C_{pi=+0.8}$
- $C_{pi=-0.5}$

**b) Calcul des pressions :**

➤ **Parois verticales :**

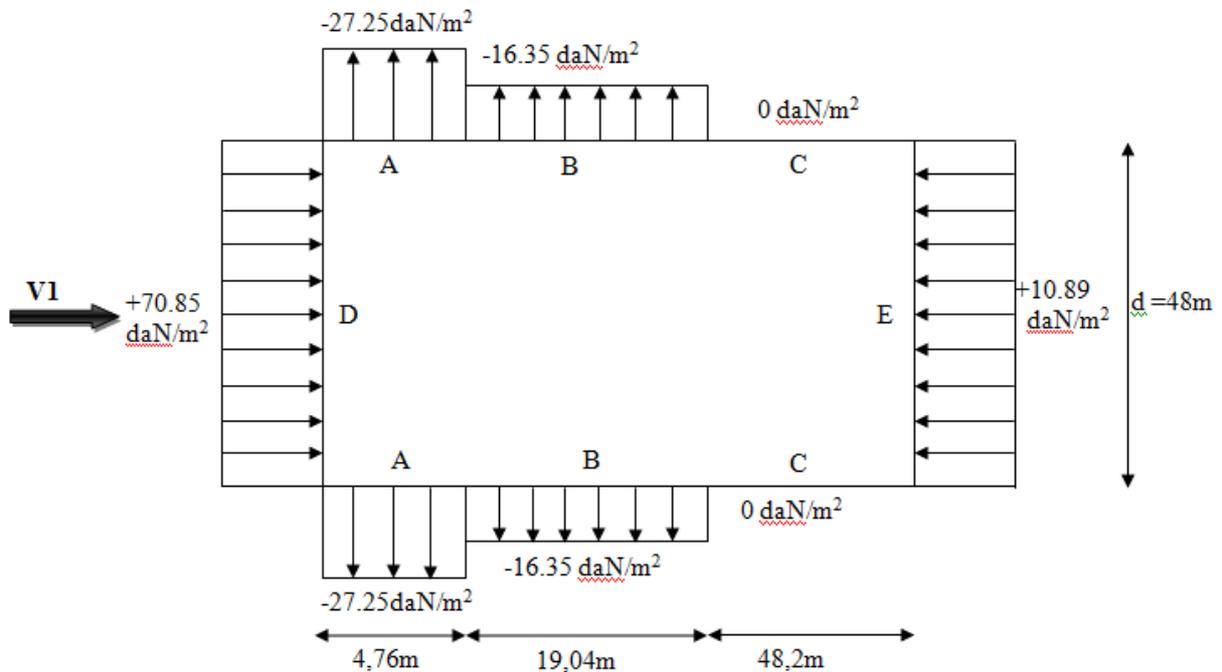
Ainsi, dans le cas de vent longitudinal agissant sur pignon, et en utilisant la formule :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [daN/m^2]$$

On obtient les valeurs des pressions  $q_j$ . Données dans les tableaux suivants :

**Tableau III. 7 ; Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = -0,5$ .**

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0,89	61,237	-1	-0,5	-0,5	-30,618	27.25
B		61,237	-0,8		-0,3	-18,371	16.35
C		61,237	-0,5		0	0	0
D		61,237	+0,8		+1,3	79,608	70.85
E		61,237	-0,3		0,2	12,247	10.89



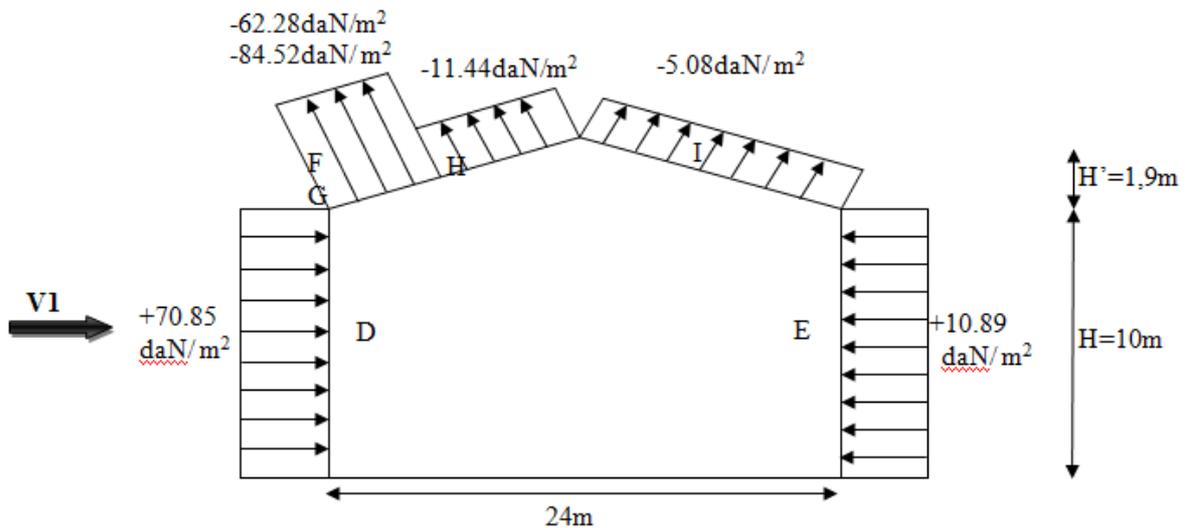
**Figure III.8 :Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction duvent V1.**

➤ **Toiture :**

$\mu_p=1$ , dépression intérieur  $c_{pi}=-0,5$ ; vent de direction V1 (perpendiculaire au pignon)  $\Theta=90^\circ$

**Tableau III.8 : Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec :  $C_{pi}=-0,5$**

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m)
F	0,89	71,4	-1.48	-0,5	-0.98	-69.97	-62.28
G		71,4	-1.83		-1.33	-94.96	-84.52
H		71,4	-0.68		-0.18	-12.85	-11.44
I		71,4	-0.58		-0.08	-5.71	-5.08



**Figure III.9 :Présentation graphique des pressions sur la toiture direction du vent V1**

➤ **Parois verticales (e=23,8m,  $\theta=90^\circ$ )**

**Tableau III.9:Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi}= +0.8$ .**

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0,89	61,237	-1	+0,8	-1,8	-110,227	-98.102
B		61,237	-0,8		-1,6	-97,979	-87.201
C		61,237	-0,5		-1,3	-79,608	-70.85
D		61,237	+0,8		0	0	0
E		61,237	-0,3		-1,1	-67,361	-59.95

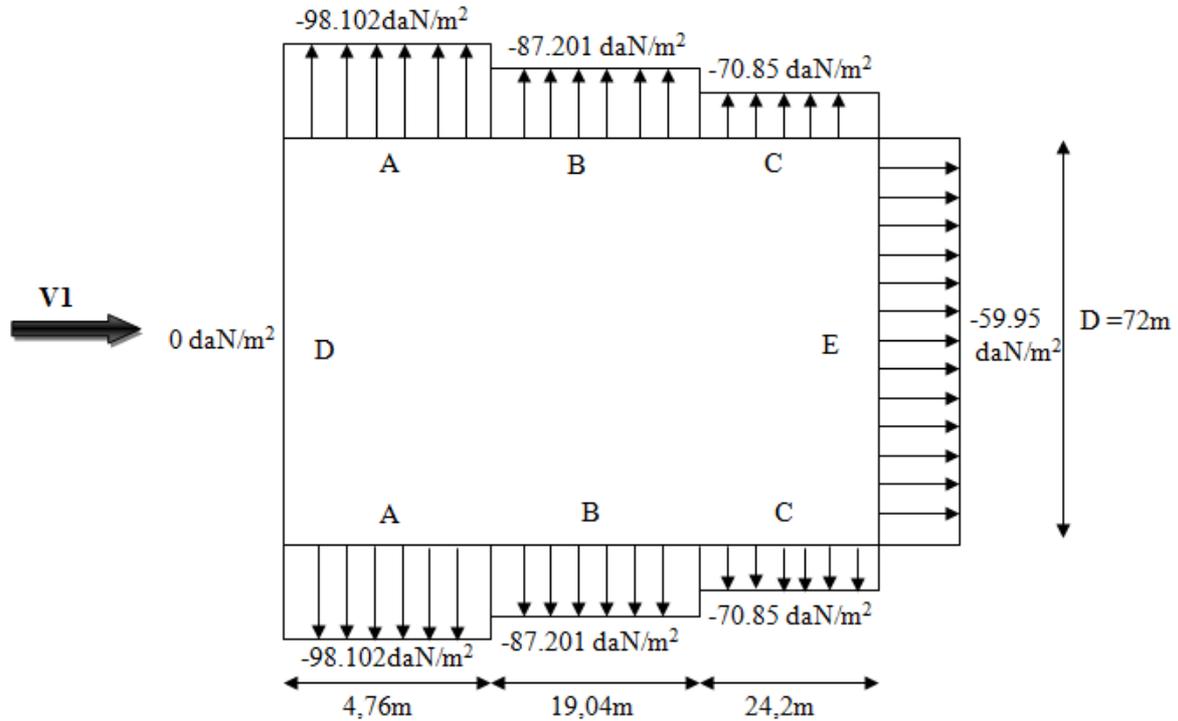


Figure III.10:Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction duvent V1 .

Toiture :

Tableau III.10 : Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec : $C_{pi}=+0,8$ .

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m)
F	0,89	71,4	-1.48	+0,8	-2.28	-162.792	-144.88
G		71,4	-1.83		-2.63	-187.782	-167.126
H		71,4	-0.68		-1.48	-105.672	-94.048
I		71,4	-0.58		-1.38	-98.532	-87.693

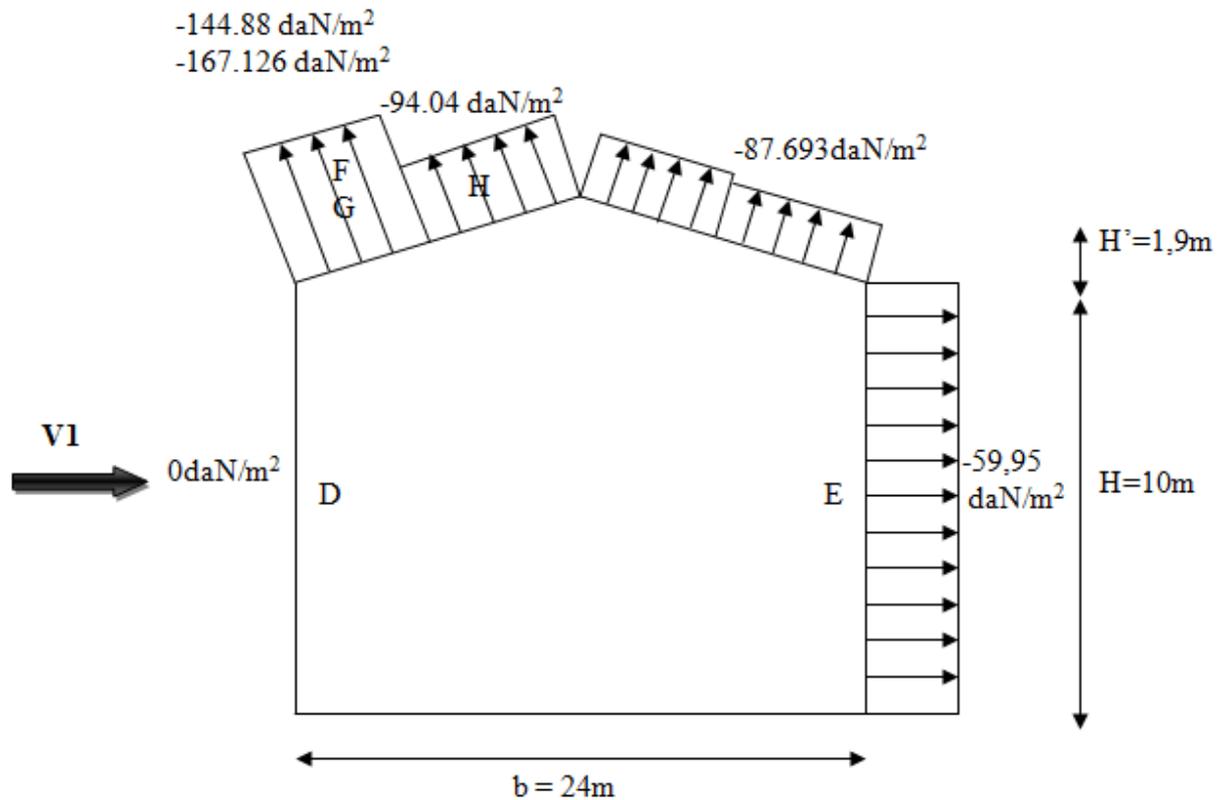


Figure III. 13 :Présentation graphique des pressions sur la toiture direction du vent V1.

2.3.2 Vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

a) Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$

➤ Parois verticales :

pour cette direction du vent on a  $b = 72$  m,  $d = 48$  m,  $h = 11.9$  m

$e = \min [b ; 2 \times h] = \min [72 ; 2 \times 11.9] = 23.8$  m.

$e = 23.8$  m ,  $e/5 = 4.76$  m

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure ci-dessous :

Tableau III .11:  $C_{pe10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.

Zone	A	B	C	D	E
Surfaces (m <sup>2</sup> )	47.6	190.4	242	720	720
$C_{pe}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

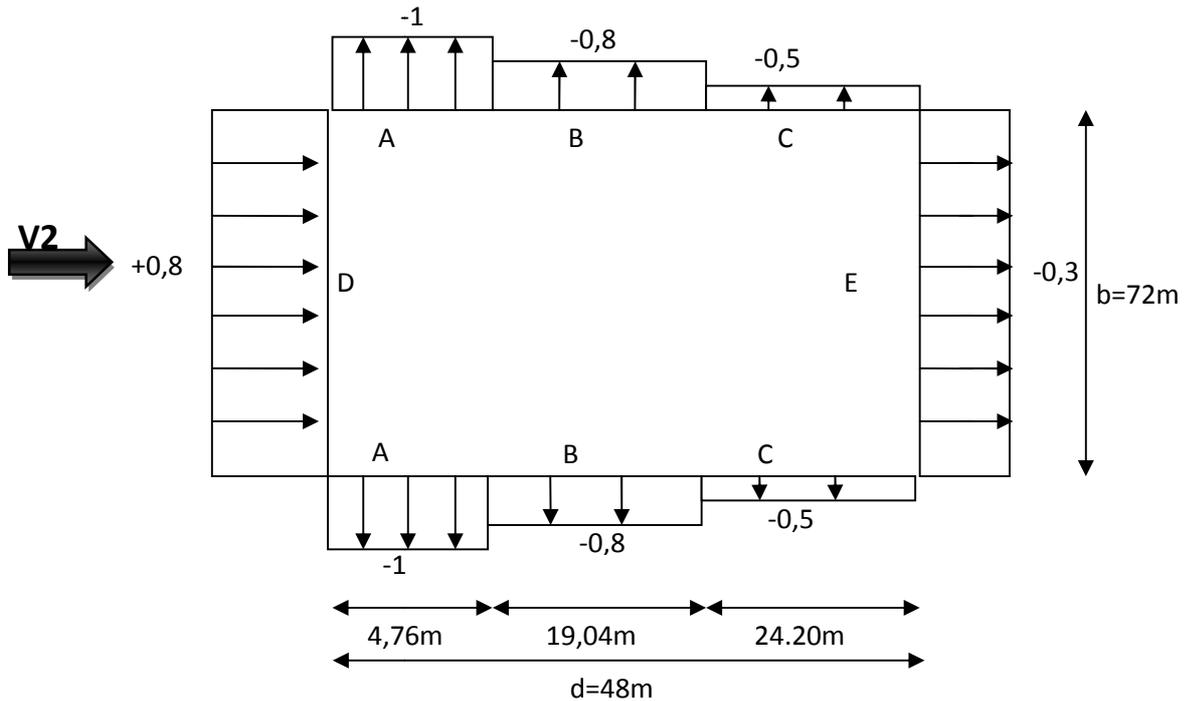


Figure III.42: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V2.

➤ **Toiture a versants multiples :**

Pour un vent V2 perpendiculaire à la génératrice, pour des surfaces à 10 m<sup>2</sup>, on prendra Toitures dont les versants sont à pente positive (cas a de la figure 5.7)

Les valeurs de  $C_{pe}$  d'une toiture à un versant correspondant à  $\theta=0^\circ$  pour le premier versant ;

Les valeurs indiquées sur la figure 5.7 RNVA pour les autres versants ;

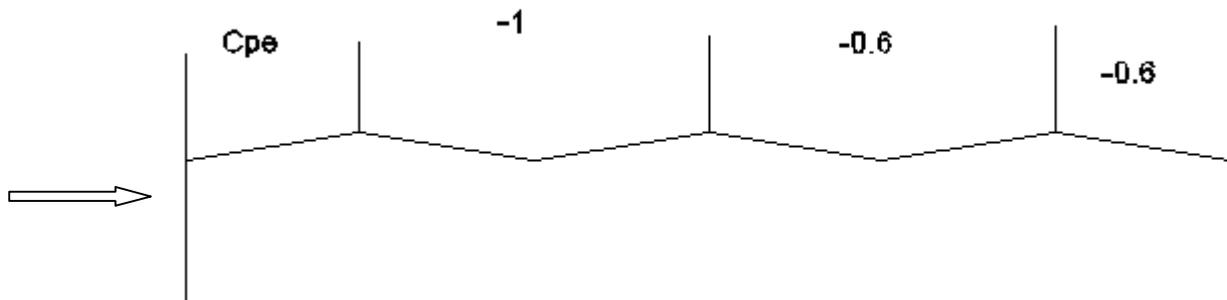


Figure III.53: légende pour les toitures a versants multiples

**a) Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=5^\circ$  et  $\alpha=15^\circ$  tirées du tableau 5.4 RNVA99 ( $\theta=90^\circ$ ).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

Tableau III.12: Valeur de Cpe pour la toiture sens V2.

Zone	F	G	H	J	I
Surface(m <sup>2</sup> )	14.16	143.04	692.64	1728	864
C <sub>pe</sub>	-1.38	-1.04	-0.48	-1	-0.6

F=-1.38			
G=-1.04	H=-0.48	J=-1	I=-0.6
F=-1.38			

Figure III.64: Valeurs de C<sub>pe</sub> pour le versant de toiture à la direction du vent V2.

### b) Calcul des coefficients de pression intérieure C<sub>pi</sub> :

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$  :

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

[fig5.15(RNV99)]

### C) Dépression intérieure :

$\mu_p=1$  dépression intérieur C<sub>pi</sub>=-0,5 (Voir figure 5.15 du RNV A99).

Les pressions q<sub>j</sub> sont calculées à l'aide de la formule(2.5).

- ✓ **1<sup>er</sup> cas** : Si les fenêtres sont fermées et les portes sont ouvertes, l'air va s'engouffrer vers l'intérieur et ne peut ressortir par les fenêtres et toutes les faces internes des parois extérieures du bâtiment subiront des surpressions correspondant à :

$$\mu_{p=} \frac{2X(5X6)}{2X(5X6)} = 1C_{pi=-0.5} \longrightarrow$$

- ✓ **2<sup>eme</sup> cas** : Si les fenêtres sont ouvertes et les portes sont ouvertes, l'air rentre vers l'intérieur par la porte et une partie ressort par les fenêtres et toutes les faces internes des parois extérieures du bâtiment subiront des dépressions correspondant à :

$$\mu_{p=} = \frac{8(2X1)+2X(5X6)}{2X(5X6)+8(2X1)+12(2X1)} = 0.76C_{pi=+0.3} \longrightarrow$$

- ✓ **3<sup>eme</sup> cas** : Si les fenêtres et les portes sont fermées,

$$\mu_{p=} = \frac{0}{0} = 0C_{pi=0.8} \longrightarrow$$

Les cas les plus défavorables sont :

- $C_{pi=+0.8}$
- $C_{pi=-0.5}$

### c) Calcul des pressions :

#### ➤ Parois verticales :

**Tableau III.13: Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = -0,5$ .**

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0,87	61,237	-1	-0,5	-0,5	-30,618	-26.64
B		61,237	-0,8		-0,3	-18,371	-15,983
C		61,237	-0,5		0	0	0
D		61,237	+0,8		+1,3	79,608	79,608
E		61,237	-0,3		0,2	12,247	10,655

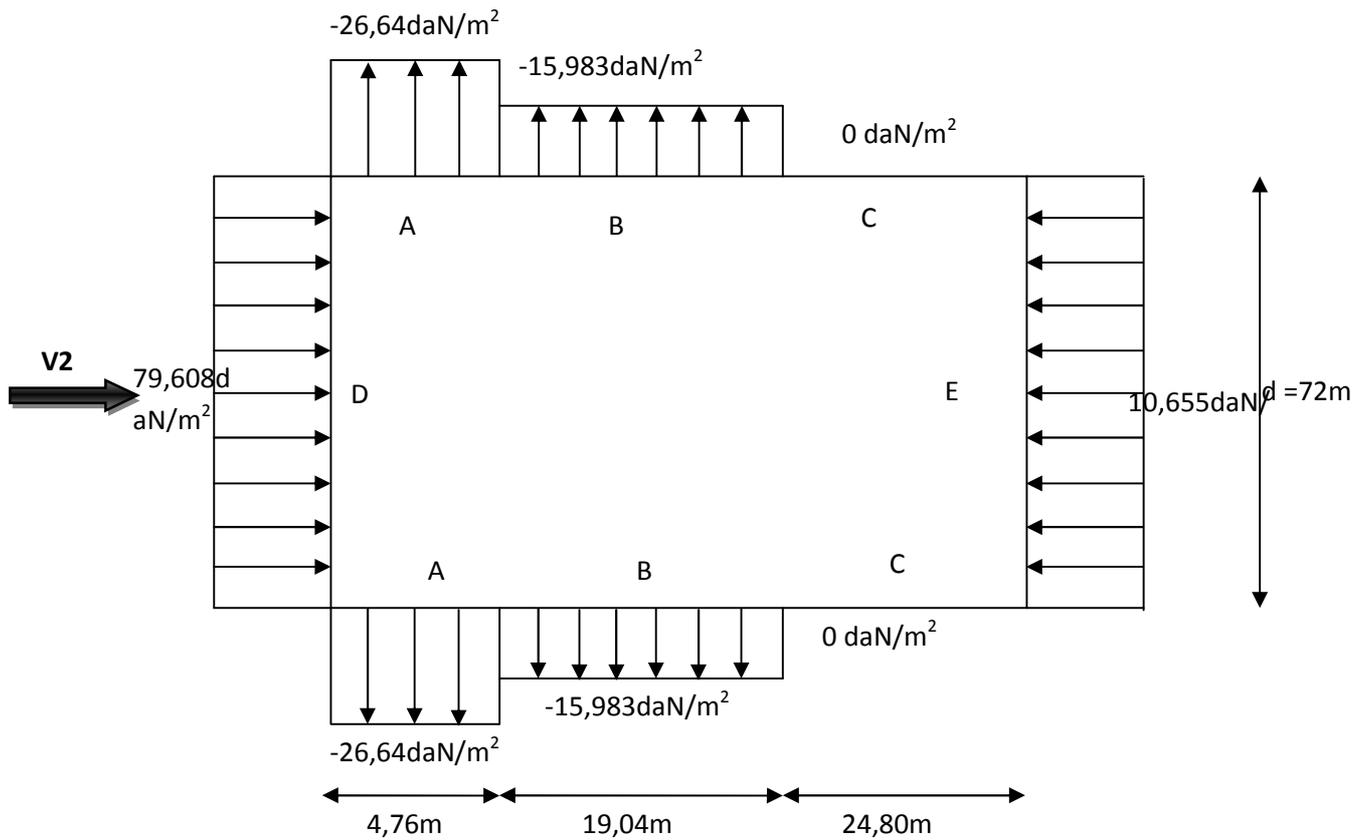


Figure III.75: Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V2.

➤ **Toiture :**

$\mu_p=1$ , dépression intérieur  $C_{pi}=-0,5$ ; vent de direction V2 (perpendiculaire au Lang-pan),  $\Theta=0^\circ$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	0,87	71,4	-1,38	-0,5	-0,88	-62,832	-54,664
G		71,4	-1,04		-0,54	-38,556	-33,544
H		71,4	-0,48		0,02	1,428	+1,242
J		71,4	-1		-0,5	-35,7	-31,056
I		71,4	-0,6		-0,1	-7,14	-6,212

Tableau III.14 : Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec :  $C_{pi}=-0.5$ .

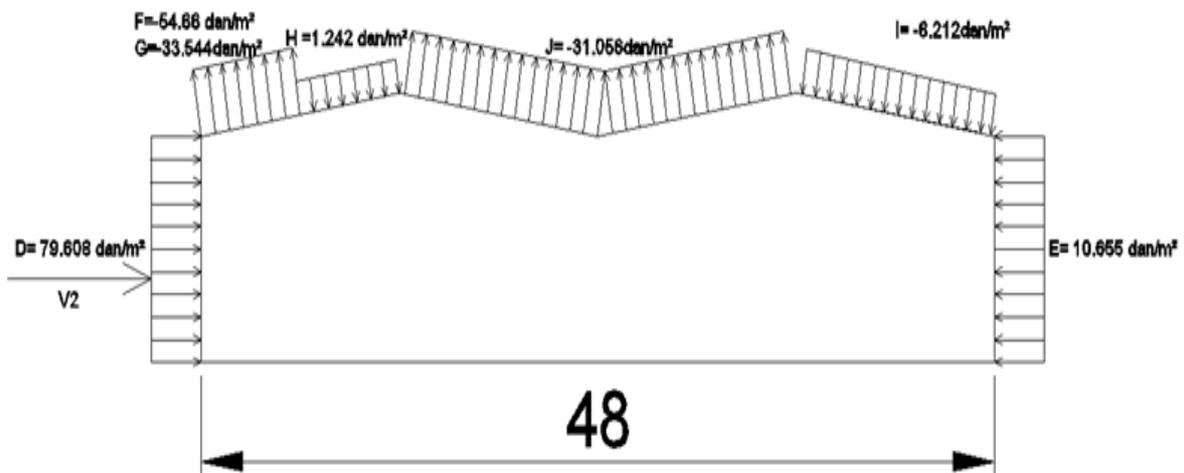
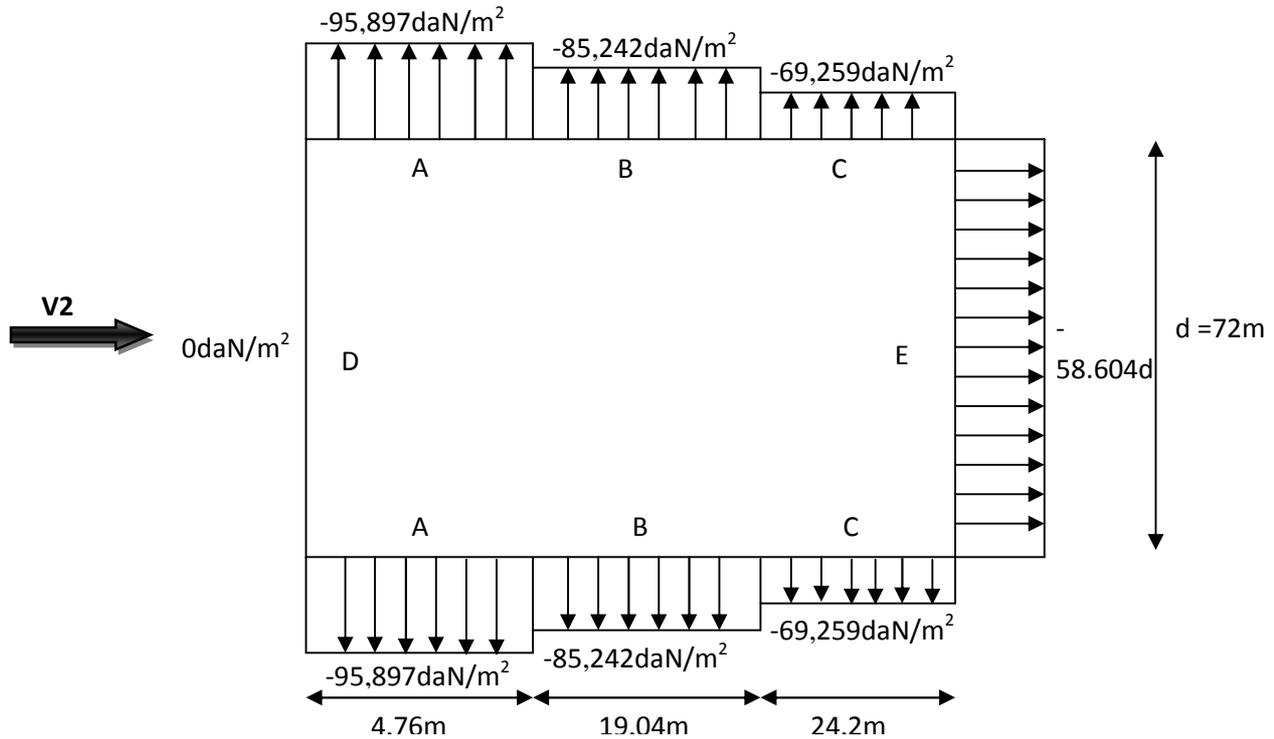


Figure III.86 : Présentation graphique des pressions sur la toiture direction du vent V2

➤ Parois verticales :

Tableau III. 15 : Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = +0.8$ .

Zones	$C_d$	$d_{yn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0,87	61,237	-1	+0,8	-1,8	-110,227	-95.897
B		61,237	-0,8		-1,6	-97,979	-85.242
C		61,237	-0,5		-1,3	-79,608	-69.259
D		61,237	+0,8		0	0	0
E		61,237	-0,3		-1,1	-67,361	-58.604



**Figure III.97:Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction duvent V2.**

➤ **Toiture :**

$\mu_p=0$ , dépression intérieur  $C_{pi}=+0,8$ ; vent de direction V2 (Perpendiculaire au Lang-pan),  $\Theta=0$

**Tableau III.26:Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec : $C_{pi}= +0,8$ .**

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	0,87	71,4	-1,38	+0,8	-2,18	-155,652	-135,417
G		71,4	-1,04		-1,84	-131,376	-114,297
H		71,4	-0,48		-1,28	-91,392	-79 ,51
I		71,4	-1		-0 ,2	-14,28	-12,424
J		71,4	-0,6		0,2	14,28	12,424

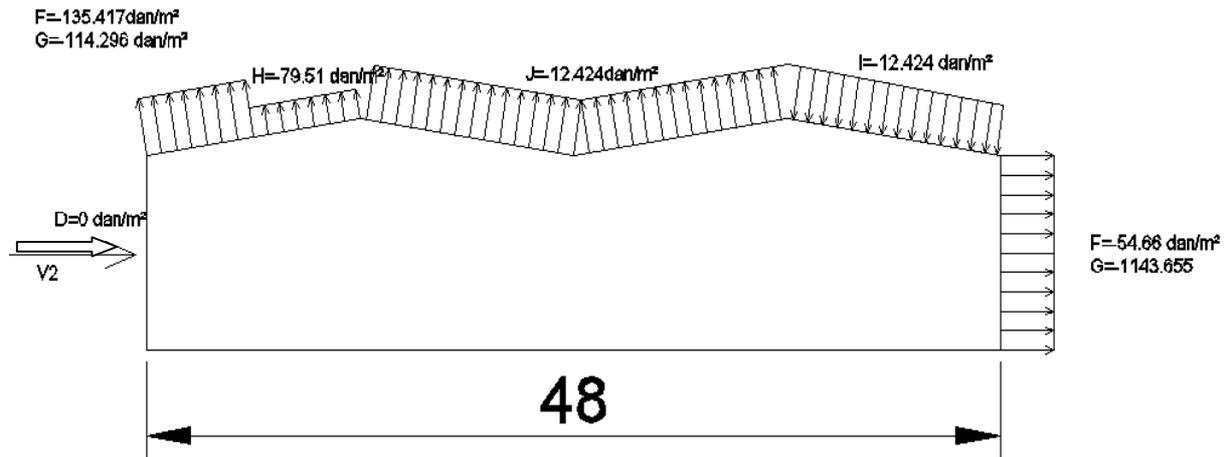


Figure III. 108 :Présentation graphique des pressions sur la toiture direction du vent V2

### III.3 Force de frottement :

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

- $b$  : en (m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- $h$  : en (m) est la hauteur de la construction.
- $d$  : en (m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) * C_{fr} * S_{fr,j}) \quad [N] \quad (\text{formule 2.8}).$$

Où :

- $j$  : indique un élément de surface parallèle à la direction de vent.
- $Z_j$  : (en m) est la hauteur de centre de l'élément  $j$ .
- $q_{dyn}$  : (en  $N/m^2$ ) est la pression dynamique de vent (cf. § 3).
- $S_{fr,j}$  : (en  $m^2$ ) est l'aire de l'élément de surface  $j$  (cf. § 1.4.4).
- $C_{fr}$  : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$  [tableau 2.1]

Les coefficients de frottement pour la toiture et les parois verticales sont donnés comme suite :

- $C_{fr,j \text{ toiture}} = 0,04$  (ondulations perpendiculaire au vent).
- $C_{fr,j \text{ paroi}} = 0,01$  (ondulations parallèles au vent). [Tableau 2.1RNVA99 P.42].

**III.3.1. Direction du vent (Vent  $\perp$  pignon)**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{h} = \frac{72}{11,9} = 6,05 > 3OK \\ \frac{d}{b} = \frac{72}{48} = 1,50 < 3NON \end{array} \right\} \text{Les forces de frottement doivent être calculées.}$$

**a) Calcul de force de frottement****➤ Paroi verticale**

- $S_{fr} = (72 \times 10) \times 2 = 1440 \text{ m}^2$ .
- $F_{fr} = 61,237 \times 0,01 \times 1440 = 881,81 \text{ daN}$ .

**➤ Versant de toiture**

$$S_{fr} = \frac{b}{\cos \alpha} d = \left( \frac{24}{\cos 8,997} \right) \times 2 \times 72 = 3499,05 \text{ m}^2$$

- $S_{fr} = 3499,05 \text{ m}^2$ .
- $F_{fr} = 71,4 \times 0,04 \times 3499,05 = 9993,29 \text{ daN}$ .

**III.3.2 Direction du vent (Vent  $\perp$  long pan)**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{h} = \frac{48}{11,9} = 4,033 > 3OK \\ \frac{d}{b} = \frac{48}{72} = 0,66 < 3NO \end{array} \right\} \text{Les forces de frottements Doivent être calcule.}$$

**➤ Paroi verticale**

- $S_{fr} = (48 \times 10) \times 2 = 960 \text{ m}^2$ .
- $F_{fr} = 61,237 \times 0,01 \times 960 = 587,875 \text{ daN}$ .

**➤ Toiture**

$$S_{fr} = (48 \times 1,90) \times 2 = 182,4 \text{ m}^2 \text{ (toiture avec acrotère).}$$

$$F_{fr} = 71,4 \times 0,04 \times 182,4 = 520,934 \text{ daN.}$$

**III.3.3 La force de frottement totale**

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

$$F_{fr} = (9993,29 + 520,934) + 881,81 = 11396,034 \text{ daN.}$$

### III.4. ETUDE A LA NEIGE :

#### III.4.1. But :

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

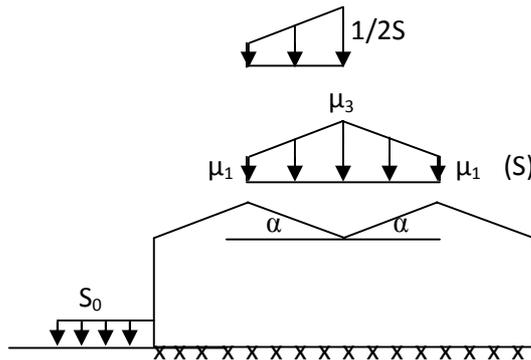


Figure III.19: Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

#### III .4.2 La charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à la commune d'AKBOU wilaya de Bejaïa qui est classée en zone A selon la classification de RNVA 99.
- L'altitude du projet est d'environ 300 m.

Donc :  $S_k$  est donnée par la formule suivante : (§ 4.2, RNVA 99).

$$S_k = \frac{0,07 \cdot H + 15}{100}$$

H : Altitude du site par rapport au niveau de la mer :

Pour nous (AKBOU) : H = 300 m

Donc ;

$$S_k = \frac{0,07 \cdot 300 + 15}{100} = 0.36 \text{ kN/m}^2$$

### III.4.3 Coefficient de forme de la toiture :

Il est en fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le bâtiment a une toiture à multiple versants avec une pente  $\alpha$  de :

$$0^\circ \leq \alpha \approx 8.997^\circ \leq 15^\circ$$

D'où l'on aura le coefficient de pente :

$$\mu_1 = 0.8 \text{ (Tableau 6.2, § 6.2.2.2, RNVA 99)}$$

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 \frac{\alpha}{30} = 1.04$$

### III.4.4 Calcul des charges de neige sur la toiture :

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

$$S_1 = \mu_1 S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$S_2 = \mu_3 S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

**Application numérique :**

$$S_1 = 0.8 \times 0.36 = 0.288 \text{ kN/m}^2.$$

$$S_2 = 1.04 \times 0.36 = 0.3744 \text{ kN/m}^2.$$

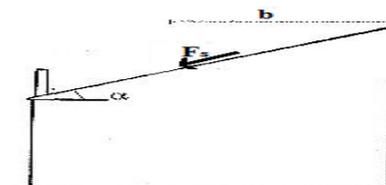
$$\text{On prend : } S_{\max}[S_1 ; S_2] = 0.3744 \text{ kN/m}^2.$$

### III.4.5 Charge de la neige sur les obstacles :

Les obstacles tels que les cheminées, barrière à neige, garde-corps acrotère, ou autres, doivent être vérifiés sous l'action d'une force  $F_s$  due au glissement d'une masse de neige sur la toiture.

Cette force  $F_s$  exercée dans la direction de ce glissement par unité de largeur est donnée par la formule suivante :

$$F_s = S \cdot b \cdot \sin \alpha \quad [\text{KN/m}]$$



**Figure III.20: Force exercée sur l'acrotère.**

Où :

- S : (en Kn /m<sup>2</sup>) est la charge de la neige sur la toiture calculée précédemment ;
- B :(en m) est la distance en plan entre l'obstacle et le faite de la toiture ;
- A : (en degré) est l'angle du versant de la toiture ;

✓ **Application numérique :**

$$F_s = 0.3744 \times 12 \times \sin 8.997^\circ = 0.703 \text{Kn / m}$$

## 5. Conclusion

Tableau III.37:synthèse des forces les plus défavorables.

	Q <sub>j</sub> (dan/m <sup>2</sup> ) (V1)	Q <sub>j</sub> (dan/m <sup>2</sup> ) (V2)	F <sub>fr</sub> (dan/m <sup>2</sup> ) (V1)	F <sub>fr</sub> (dan/m <sup>2</sup> ) (V2)	Neige(N) (Kn/m <sup>2</sup> )	F <sub>s</sub> (kn/m <sup>2</sup> )
<b>Parois verticales</b>	<b>98.102</b>	<b>95.897</b>	<b>881.81</b>	<b>587.87</b>		<b>0.703</b>
<b>Toiture</b>	<b>167.126</b>	<b>135.414</b>	<b>9993.23</b>	<b>520.934</b>	<b>0.3744</b>	<b>0.703</b>

### IV.1- Dimensionnement des bardages des parois verticales :

Les bardages ont pour rôle de remplir et de couvrir les façades. Ils sont généralement réalisés en bacs a de tôles nervurées sous formes soit d'un simple parement (ou simple peau) ou d'un double parement (double peau). Pour ces derniers, les deux parements peuvent être posés soit nervures croisées soit nervures parallèles.

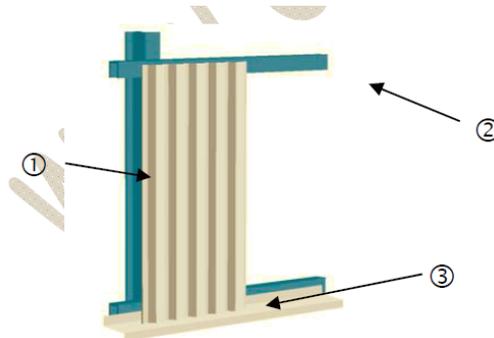


Figure IV.1 : Nervures verticales en présence de lisses de bardage .

Pour le dimensionnement du bardage en prend la charge du vent agissant sur les parois verticales la plus défavorables avec  $W = -98.102 \text{ daN} / \text{m}^2$  ( sens V1 Perpendiculaire aux pignon )

On choisit un panneau de **30mm** d'épaisseur d'un poids de **8.80Kg /m<sup>2</sup>** et d'entraxe de **2m** entre les lisses.(voir fiche technique )

### IV.2-Dimensionnement des couvertures de toiture :

Pour le dimensionnement de la couverture en prend la charge du vent agissant sur de toiture la plus défavorables avec  $W = -167.126 \text{ daN} / \text{m}^2$  (sens V1 Perpendiculaire au pignon)

On choisit un panneau de **40mm** d'épaisseur d'un poids de **10.05Kg /m<sup>2</sup>** et d'entraxe de **1.6m** entre les pannes (voir fiche technique)

### IV.3. dimensionnement des pannes de toiture :

#### 1. Calcul des pannes

##### 1.1 Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont

disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatique.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée à froid en (Z),(U), ( $\Sigma$ )

On utilisera des profilés en I laminés à chaud.

### 1.2 Principe de calcul:

- Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

### 1.3 Données de calcul :

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des pannes  $e=1.6m$  (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 8 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Les pannes sont en acier S235.

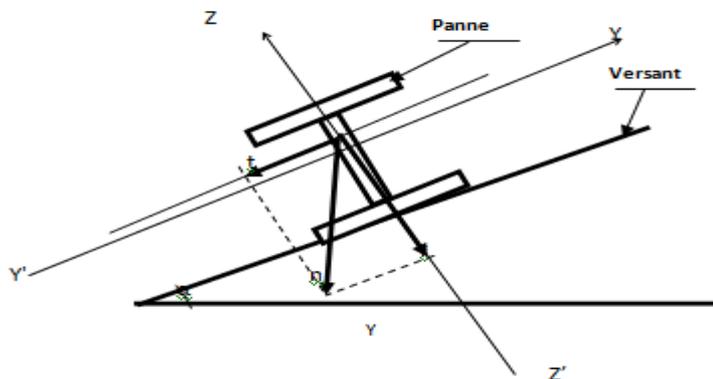


Figure IV. 2: Disposition de la panne.

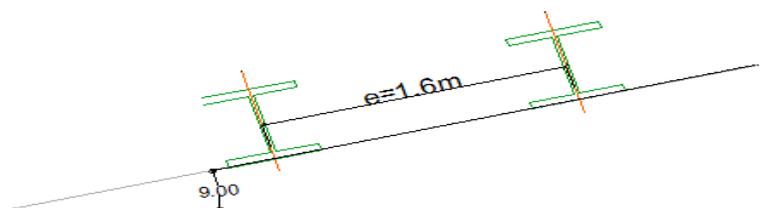


Figure IV. 3 : La pente de calcul.

### 1.4 Evaluation des charges et surcharges :

#### 1.4.1 Charges permanentes (G) :

Poids propre du panneau sandwich..... 10.05Kg/m<sup>2</sup>.

Poids propre d'accessoires d'attaches .....3Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre des pannes estimée .....10.4Kg/m

$$G_P = [(P_{tole} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}$$

$$G_P = [(10.05 + 3) \times 1.6] + 10.4 = 34.48 \text{ Kg /ml} = 0.3128 \text{ KN/ml}$$

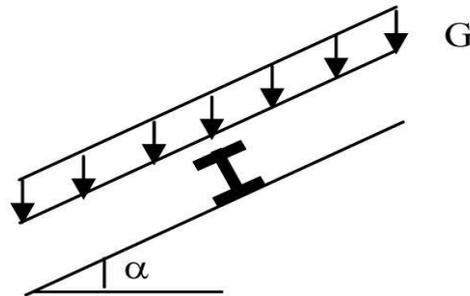


Figure IV.4: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

#### 1.4.2 Surcharges d'entretien (P):

Dans le cas des toitures inaccessibles en considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égales aux poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

$$M_{\max} = \frac{P'.l}{3} = \frac{P.l^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ Kg / ml}$$

D'où: P=0,444KN/ml

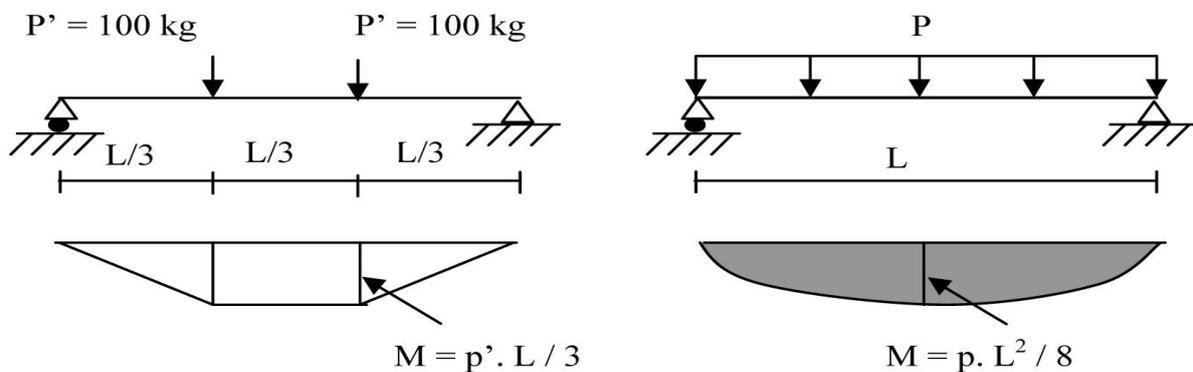


Figure IV.5: Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.

### 1.4.3 Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale perpendiculaire au versant et dont  $C_{pi}=+0.8$  chargée en zone G :

$W=-1.672\text{KN/m}^2$  (vent de soulèvement)

D'où:  $W= -1.672xe=-1.672x1.6 = - 2.6752 \text{ KN/ml}$  (par projection horizontale)

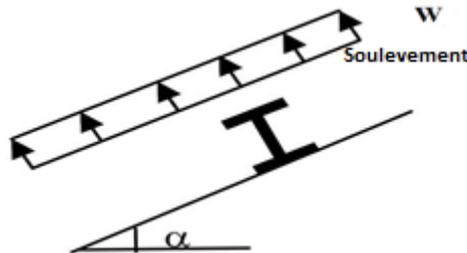


Figure IV. 6 : Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.

### 1.4.4 Surcharge de la neige (S):

Charge de la neige normal:  $S=0.3744\text{KN/m}^2$

$S=0.3744 \times e = 0.3544 \times 1.6 = 0.599 \text{ KN/ml}$

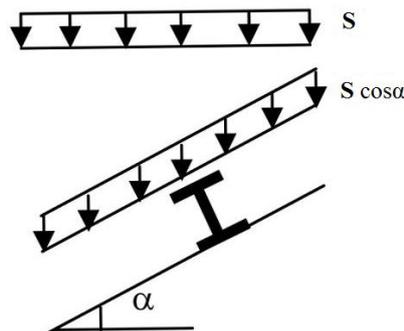


Figure IV.7: Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.

### 1.4.5 Combinaisons des charges les plus défavorables :

- les charges et surcharges appliquée :

$$G = 0.3128 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/ml}$$

$$W = -2.675 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.599 \text{ KN/ml}$$

- Décompositions des charges :

➤ suivant l'axe Z-Z

$$G_{ZZ} = G \cos \alpha = 0.3128 \cos 9 = 0.309 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ZZ} = Q \cos \alpha = 0.444 \cos 9 = 0.438 \text{ KN/ml}$$

$$W_{ZZ} = -2.675 \text{ KN/ml}$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.599 \cos 9 = 0.591 \text{ KN/ml}$$

➤ **suivant l'axe Y-Y**

$$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.3128 \sin 9 = 0.049 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{YY} = Q \sin \alpha = 0.444 \sin 9 = 0.069 \text{ KN/ml}$$

$$W_{YY} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.599 \sin 9 = 0.934 \text{ KN/m}$$

## 1.5 Combinaisons d'actions:

### 1.5.1 Combinaison à l'Etat. Limite. Ultime:

➤ **AXE Z-Z :**

$$p_{Uz1} = G_{min} + 1.5W = 0.309 - 1.5 \times 2.675 = -3.7035 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz2} = 1.35 G_{z,max} + 1.5 S_z = 1.35 \times 0.309 + 1.5 \times 0.591 = 1.304 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz3} = 1.35 G_{z,max} + 1.5 Q_z = 1.35 \times 0.309 + 1.5 \times 0.438 = 1.074 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz6} = 1.35 G_{z,max} + 1.35 (W + S_z) = 1.35 \times 0.309 + 1.35 (-2.675 + 0.591) = -2.352 \text{ KN/ml}$$

➤ **AXE Y- Y :**

$$p_{Uy1} = G_{min} + 1.5W = 0.049 - (1.5 \times 0) = 0.049 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy2} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 S_Y = (1.35 \times 0.049) + (1.5 \times 0.935) = 1.469 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy3} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.049) + (1.5 \times 0.069) = 0.166 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy4} = 1.35 G_{Y,max} + 1.35 (W + S_Y) = (1.35 \times 0.049) + 1.35 (0 + 0.935) = 1.322 \text{ KN/ml}$$

**Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :**

$$q_{Uz1} = 1.25 \times 3.7035 = 4.629 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy4} = 1.25 \times 1.469 = 1.836 \text{ KN/ml}$$

### 1.5.2 Combinaisons à l'Etat. Limite de Service :

➤ **AXE Z-Z :**

$$p_{SZ1} = G_{min} + W = 0.309 - 2.675 = -2.366 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ2} = G_{z,max} + S_z = 0.309 + 0.591 = 0.9 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ3} = G_{z,max} + Q_z = 0.309 + 0.438 = 0.747 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ4} = G_{z,max} + 0.9 (S_z + Q_z) = 0.309 + 0.9 (0.591 + 0.438) = 1.2351 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ5} = G_{z,max} + 0.9 (S_z + W) = 0.309 + 0.9 (0.591 - 2.675) = -1.566 \text{ KN/ml}$$

➤ **AXE Y- Y :**

$$p_{Sy1} = G_{Y,max} + W = 0.049 + 0 = 0.049 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Sy2} = G_{Y,max} + S_Y = 0.049 + 0.935 = 0.988 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Sy3} = G_{Y,max} + Q_Y = 0.049 + 0.069 = 0.118 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Sy4} = G_{Y,max} + 0.9(S_Y + W) = 0.049 + 0.9(0 + 0.935) = 0.845 \text{ KN/ml}$$

**Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité et on majore avec 1.25 :**

$$q_{sz} = 1.25 \times 2.366 = 2.957 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = 1.25 \times 0.988 = 1.236 \text{ KN/ml}$$

**1.6 Pré dimensionnement des pannes :**

On considère que les pannes sont isostatiques avec des liernes à mi-portée

**1.6.1 Calcul à l'E.L.S :**

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

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.957 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 780 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 160**

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_y = \frac{2.05 \times q_{sy} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \times EI_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{2.05 \times 1.236 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 1.5} = 38.176 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 140**

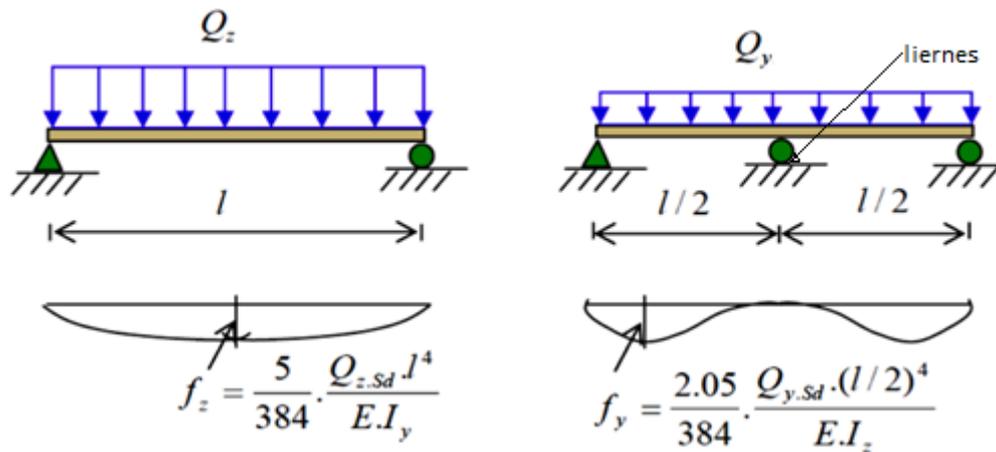


Figure IV.8: Panne continues avec liernes à mi- portée

À l'ELS ; la section correspondante d'après le tableau des profilés est un IPE 160 avec :

$$I_y = 869.3 \text{ cm}^4 \text{ et } I_z = 68.28 \text{ cm}^4$$

Si on ajoute le poids propre de l'IPE 160 dans la vérification de  $f_y$  c'est-à-dire dans  $q_y$  on aura :

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times (e)] + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(10.05 + 3) \times 1.6] + 15.8 = 36.68 \text{ kg/m}$$

$$G = 0.3668 \text{ KN/m.}$$

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0.362 \text{ KN/m}$$

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.057 \text{ KN/m}$$

$$P_{sz} = G_{zz} + w = 0.362 - 2.675 = -2.313 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = 1.25 \times -2.313 = -2.89 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2.89 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 774.107 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \text{L'IPE160 est toujours vérifié à}$$

l'ELS.

$$P_{sy} = G_{y,max} + S_y = 0.049 + 0.935 = 0.984 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = 1.25 \times 0.935 = 1.23 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05 \times 1.23 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 1.5} = 16.88 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{L'IPE160 est toujours vérifié à l'ELS.}$$

En présence de liernes au milieu, le calcul à l'ELS considère l'IPE 160 comme suffisant.

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 911 \text{ cm}^4$	$-h = 160 \text{ mm}$	$-d = 117 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 114 \text{ cm}^3$
$-I_z = 107 \text{ cm}^4$	$-b = 70 \text{ mm}$	$-r = 12 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 22.6 \text{ cm}^3$
$-A = 21.7 \text{ cm}^2$	$-t_w = 5.5 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 10 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 132 \text{ cm}^3$
$-G = 17 \text{ kg/m}$	$-t_f = 9.5 \text{ mm}$	$-A_{vy} = 13.3 \text{ cm}^2$	$-W_{plz} = 41.5 \text{ cm}^3$

### 1.7 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ Condition de résistance.

#### 1.7.1 Les combinaisons de calcul :

**Combinaison à l'Etat. Limite. Ultime: les plus défavorables**

➤ **AXE Z-Z**

$$p_{Uz1} = G_{min} + 1.5W = 0.362 - 1.5 \times 2.675 = -3.653 \text{ KN/ml}$$

➤ **AXE Y-Y**

$$p_{Uy1} = 1.35G_{min} + 1.5SY = 1.35 \times 0.057 + (1.5 \times 0.935) = 1.479 \text{ KN/ml}$$

**Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :**

$$q_{Uz} = 1.25 X - 3.653 = -4.566 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 1.479 = 1.849 \text{ KN/ml}$$

#### 1.7.2 Détermination des sollicitations :

##### a. Moments :

➤ **Sous le vent (W) :**

$$q_{Uz} = 1.25 \times 3.653 = 4.566 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 1.479 = 1.849 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{4.566 \times 6^2}{8} = -20.547 \text{ KN. m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{1}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.1.849 \times (6/2)^2}{8} = 2.079 \text{ KN. m}$$

➤ **Sous la charge d'exploitation (Q) :**

$$q_{Uz} = 1.25 \times 0.438 = 0.548 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.069 = 0.086 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{0.548 \times 6^2}{8} = 2.466 \text{ KN. m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{1}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.086 \times (6/2)^2}{8} = 0.097 \text{ KN. m}$$

➤ **Sous la charge de neige (S) :**

$$q_{Uz} = 1.25 \times 0.596 = 0.739 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.935 = 1.169 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{0.739 \times 6^2}{8} = 3.325 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.169 \times (6/2)^2}{8} = 1.315 \text{ KN.m}$$

**b. Efforts tranchants max :**

$$\text{-Effort tranchant due au vent : } V_v = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{4.566 \times 6}{2} = 13.698 \text{ KN}$$

**1.8 Vérification de la résistance des pannes (ELU) :**

**1.8.1 Classe de la section : IPE 160**

➤ **Classe de la semelle : (semelle comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{82/2}{7.4} = 5.59 \leq 10\varepsilon$$

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

⇒ semelle de classe 1

➤ **Classe de l'âme : (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de **classe 01**.

**1.8.2 Calcul en plasticité :**

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq \mathbf{1EC03Art 5.4.8.1}$$

Où :  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section en **I** et en **H** :  $\alpha=2$  et  $\beta=5n \geq 1$

vec :  $n = N_{sd}/N_{plrd} = 0$  ; donc :  $\beta=1$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.2 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 6.603 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{4.566 \times 6^2}{8} = 20.547 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{1}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.849 \times (6/2)^2}{8} = 2.08 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } \left[ \frac{20.547}{29.116} \right]^2 + \left[ \frac{2.08}{6.603} \right]^1 = 0.8 < 1$$

**Vérifiée**

⇒ la section **IPE160** est vérifiée à l'ELU

Donc en présence de liernes au milieu, l'**IPE160** est suffisant en calcul plastique.

Alors ; l'**IPE160 avec liernes** est retenu comme section pour les pannes, On rappelle que la solution avec liernes est en général plus économique.

### 1.8.3 Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd}$$

**EC3 Art 5.4.6**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{9.66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 131.06 \text{ KN}$$

Avec :

$V_{plz}$  : Effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

- **Sous la charge d'exploitation :**

$$V_{z.sd} = 21.531 \text{ KN} < V_{plz} = 131.06 \text{ KN}$$

**Vérifiée**

On voit bien que  $V_{z.sd} < V_{plz}$ .

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

### 1.8.4 Vérification au déversement :

**Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale**

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

soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchié vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure).

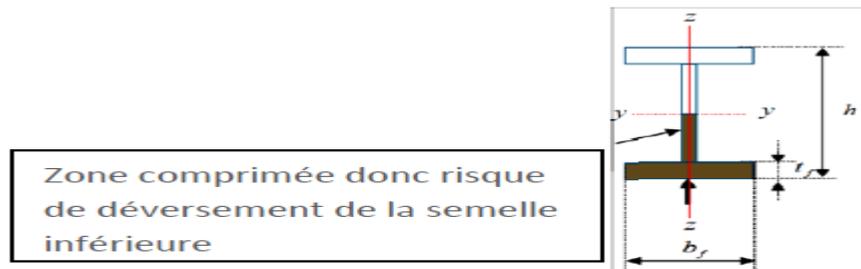


Figure IV.9 : illustration de la zone comprimée

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

EC03 Art 5.5.2

$M_{rdy}$ : moment résistant au déversement.

$\beta_w = 1$ , pour les sections de classe (1) et (2).

$\beta_w = W_{ely} / W_{ply}$ , pour les sections de classe (3).

$\beta_w = W_{effy} / W_{ply}$ , pour les sections de classe (4).

On a :

$$\beta_w = 1 \quad \Rightarrow \text{classe 01}$$

$\chi_{LT}$ : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

$\overline{\lambda_{LT}}$  : est l'élançement réduit vis- vis du déversement.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$ : est le moment critique élastique de déversement. **F.2, Art F.1.2 EC03**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E ; \quad I_t = 3.60 \text{ cm}^4 ; I_w = 3090 \text{ cm}^6.$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$  : coefficient de poisson

E = 210000 MPA : module d'élasticité longitudinal

$I_t$  : moment d'inertie de torsion

$I_w$  : moment d'inertie de gauchissement

$I_z$  : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$K$  et  $K_w$ : les facteurs de longueur effective avec :  $K = 1$  appui simple (**tableau F.1.2 EC03**)

$K_w=1$  (pas d'encastrement aux extrémités) ;  $L = 6m$

$C_1, C_2, C_3$ : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ( $K=1$ ).

$C_1= 1.132$        $C_2= 0.459$        $C_3= 0.525$       (**tableau F.1.2 EC03**)

$L$ =longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique =  $l=6 m$ .

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$z_g$  : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion  $s$  de la section ( $z_g$  est positif ssi la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

$z_a$ : Coordonnée du point d'application de la charge.

$z_s$ : Coordonnée du centre de cisaillement.

$$\begin{cases} Z_a = -8cm & \text{sous l'action du vent.} \\ Z_a = 8cm & \text{sous la charge verticale.} \\ Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8cm.$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 68.28}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[ \frac{1}{1} \right]^2 \times \left[ \frac{0.39}{68.28} + \frac{6^2 \times 0.4 \times 3.6}{3.14^2 \times 28.28} + (0.459 \times (-0.08))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.08)) \right\}$$

$$M_{cr} = 14.984 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 10^{-6} \times 235}{22.381 \times 10^{-3}}} = 0.96$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.18 > 0.4 \Rightarrow$  Donc il y a risque de diversement.

Profilé laminé :  $\alpha = 0.21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{LT}$  du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.18 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0.543$$

$$M_{b,rd} = 0.543 \times 1 \times \frac{123.19 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 14.29 \text{ KN.m}$$

$M_{rd,y} = 14.29 \text{ KN.m} > M_{sdy} = 12.555 \text{ KN.m}$  vérifier

Le diversement sous le vent est vérifié donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE 160**.

## 2. Calcul des liernes :

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

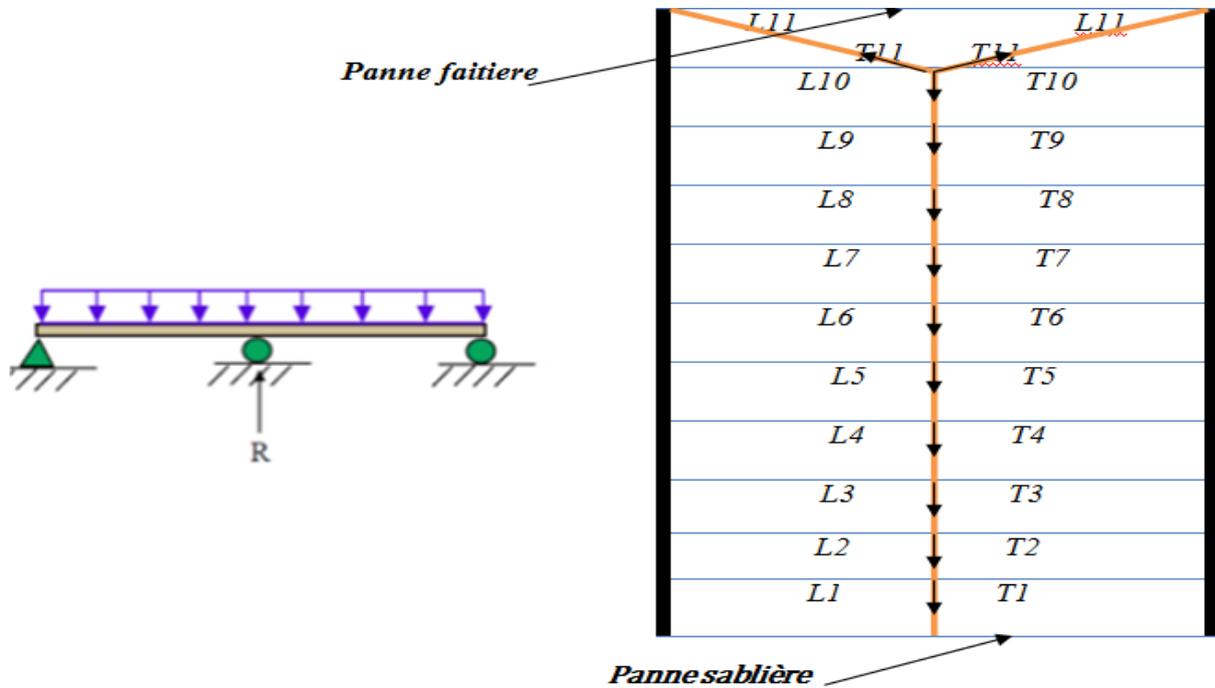


Figure IV.10: disposition des liernes

### 2.1 Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du le lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y$$

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.057 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{YY} = Q \sin \alpha = 0.444 \sin \alpha = 0.069 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.057) + (1.5 \times 0.069) = 0.1804 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.1804 = 0.226 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 3 \text{ m}$$

$$R = 0.226 \times 3 = 0.678 \text{ KN}$$

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

$$T1 = R/2 = 0.339 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon Ln :

$$T_n = T1 + (n-1)R = 1.053 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L11 :

$$T_{11} = 0.339 + (11-1)0.678 = 7.119 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L12 :

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \Rightarrow \theta = 28.07^\circ$$

$$2 T_{12} \sin \theta = T_{11}$$

$$T_{12} = T_{11} / 2 \sin 28.07^\circ$$

$$T_{12} = 7.573 \text{ KN}$$

## 2.2 Calcul de la section des liernes :

- Le tronçon le plus sollicité est T12.

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

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

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{mo} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 7.573}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.322 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.322 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.322}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.64 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 8\text{mm}$ .

## 3. Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle 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 neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent.

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

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

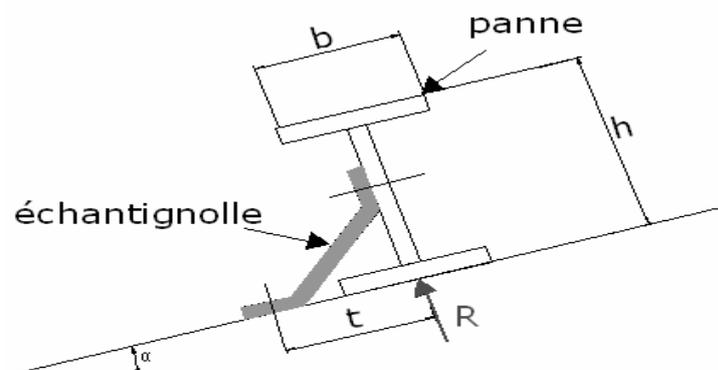


Figure IV.11: Echantignolle.

Pour un **IPE 160**:  $b = 8.2 \text{ cm}$  et  $h = 16 \text{ cm}$

$8.2\text{cm} \leq t \leq 12.3\text{cm}$ , on adopte  $t = 10 \text{ cm}$

Sous la combinaison :  $G.\cos\alpha - 1.5 W$

$$p_{Uz1} = G_{min} + 1.5W = 0.362 - 1.5 \times 2.675 = -3.653 \text{ KN/ ml}$$

$$q_{Uz1} = 1.25 \times -3.653 = -4.566 \text{ KN/ml}$$

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

$$R = q_{uz} \times l = 4.566 \times 6 = 27.396 \text{ KN}$$

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

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

Avec :  $M_R = R \cdot t$

Pour notre IPE 160,  $M_R = R \cdot t = 27.396 \times 0.1 = 2.74 \text{ KN.m}$

$M_{\text{pliage}}$  : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m^0}} > M_R \Rightarrow W_{ely} \geq \frac{\gamma_{m^0} \times M_R}{f_y}$$

$$\text{Donc : } W_{ely} \geq \frac{1 \times 2.714 \times 10^2}{23.5} = 11.66 \text{ cm}^3$$

### 3.1 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

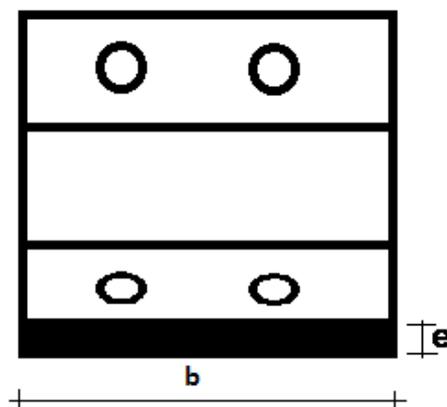


Figure IV.12: Dimensions de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$W_{ely} = (b \times e^2)/6 = (30 \times e^2)/6 = 5 \times e^2 \Rightarrow 5 \times e^2 \geq 11.66 \text{ cm}^3 \\ \Rightarrow e \geq \sqrt{(11.66/5)} = 1.53 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de 16 mm d'épaisseur.

#### **4. Calcul des lisses de bardage :**

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE,UAP) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

##### **4.1 Modes de fonctionnement :**

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens d'une plus grande inertie (maximale) dans le plans horizontal. Autrement dit ; l'âme doit être placée horizontalement.

Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible inertie. En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée.

Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches (calculs à l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien qui dimensionnent) .par conséquent, la vérification à L'ELS ne doit jamais être omis.

##### **4.2 Données de calcul :**

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses  $e=2\text{m}$  (espace entre 2 lisses).
- On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les pannes sont en acier S235.

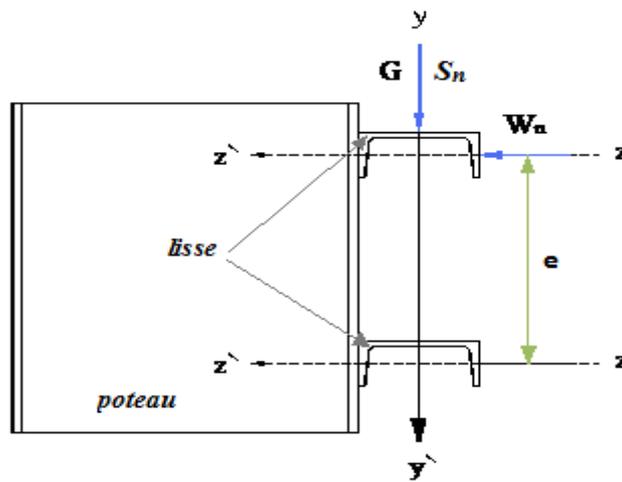


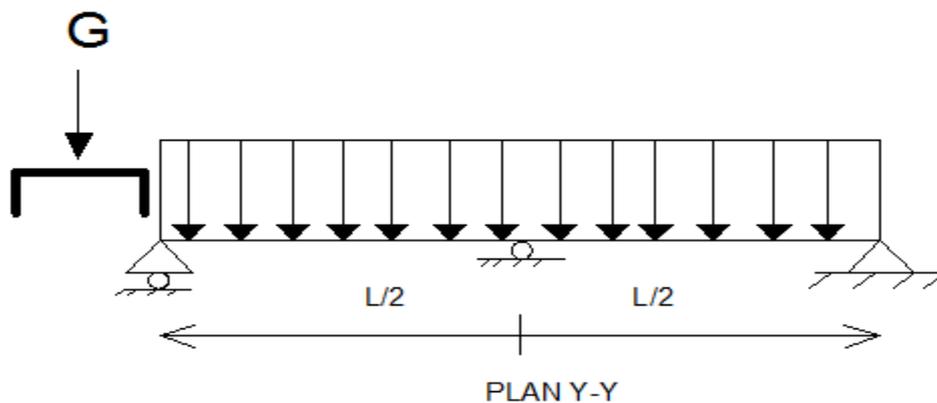
Figure IV.13: disposition des lisses

### 4.3 Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (G) :**(perpendiculaire à l'âme)

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

Charges accrochées éventuelles.



- **Action due au vent :** (dans le plan de l'âme)

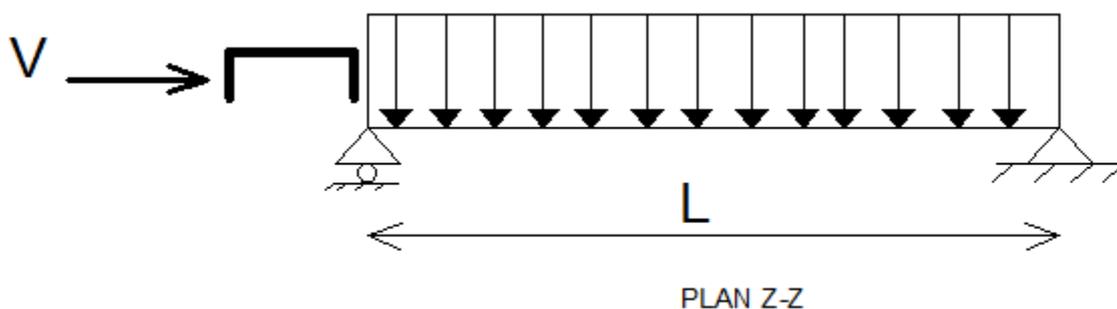


Figure IV.14: les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

**4.3.1 Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme) :**

Poids propre du panneau sandwich..... 8.80Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre d'accessoires d'attaches .....3Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre des lisses estimée .....9.82Kg/m

$$G_P = [(P_{ps} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G_P = [(8.80 + 3) \times 2] + 9.82 = 33.42 \text{ Kg /ml}$$

$$G_P = 0.3342 \text{ KN /ml}$$

**4.3.2 Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)**

$$W = -0.981 \text{ KN/m}^2$$

(voir chapitre III tableau III.8)

$$D'où: W = 0.981 \times e = 0.981 \times 2 = 1.962 \text{ KN/ml}$$

**4.3.2.1 Charges appliquées à l'ELU :**

$$q_{wu} = 1.25 \times (1.5 \times W) = 1.25 \times (1.5 \times 0.981) = 1.839 \text{ KN/ml}$$

**4.3.2.2 Charges appliquées à l'ELS :**

$$q_{ws} = q_{wu} / 1.5 = 1.226 \text{ KN/ml}$$

**4.4 Pré dimensionnement des lisses:**

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

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.226 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 328.393 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés des UAP, on adopte un **UPE 130**

Ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 459.56 \text{ cm}^4 \quad -h = 130 \text{ mm} \quad -d = 92 \text{ mm} \quad -W_{ply} = 83.51 \text{ cm}^3$$

$$-I_z = 51.34 \text{ cm}^4 \quad -b = 55 \text{ mm} \quad -r = 9.5 \text{ mm} \quad -W_{plz} = 25.64 \text{ cm}^3$$

$$-A = 17.5 \text{ cm}^2 \quad -t_w = 6 \text{ mm} \quad -A_{vz} = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$-G = 13.74 \text{ kg/m} \quad -t_f = 9.5 \text{ mm} \quad -A_{vy} = 10.45 \text{ cm}^2$$

- **Le poids propre réel G**

$$G_P = [(8.80 + 5) \times 2] + 13.74 = 41.34 \text{ Kg /ml}$$

$$G_P = 0.4134 \text{ KN /m}$$

#### 4.5 Vérification à l'état limite ultime :

##### 4.5.1 Condition de résistance :

$$\left[ \frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1$$

En présence des forces horizontales dues au vent :

$$M_y = \frac{q_{wu} \times L^2}{8} = \frac{1.839 \times 6^2}{8} = 8.275 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (G_p)]$$

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (0.4134)] = 0.697 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_v \times l^2}{8} = \frac{0.697 \times 6^2}{8} = 3.136 \text{ KN.m}$$

Puisque L'UPE 130 est de **classe 01**.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83.51 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 19.625 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25.64 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 6.025 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UAP 130 de classe 01, en optant pour  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

$$\text{Alors : } \left[ \frac{8.275}{19.625} \right]^2 + \left[ \frac{3.136}{6.025} \right]^1 = 0.698 < 1$$

**Vérifiée.**

$\Rightarrow$  La section **UPE130** est vérifiée à l'ELU

Donc la résistance des sections est vérifiée.

##### 4.5.2 Vérification au cisaillement :

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_{wu} \times L}{2} = \frac{1.839 \times 6}{2} = 5.517 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{8.52 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 115.59 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_z = 5.517 \leq V_{plz} = 115.59$$

**Vérifiée**

L'effort tranchant est vérifié

##### 4.5.3 Vérification au déversement :

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

Vérification au déversement :

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(c)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{I_z}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{51.34}{1.71}}{(1.88)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{51.34}{1.71}}{\frac{13}{0.95}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 20.747$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_I} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

$$\lambda_I = \pi \times \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \times \varepsilon$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{20.747}{93.9} \right) \times [1]^{0.5} = 0.220 < 0.4 \quad \text{La vérification au déversement est inutile.}$$

#### 4.5.4 Vérification à l'état limite de service :

##### 4.5.4.1 Vérifier la flèche selon Z-Z

$$f_z = \frac{5 \times 1.226 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 600} = 1.642 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

##### 4.5.4.2 Vérifier la flèche selon Y-Y

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_y = \frac{5 \times q_v \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.697 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 51.34} = 10.9 \geq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{non vérifiée}$$

Donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

##### a. Vérifier la flèche selon Y-Y

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_y = \frac{2.05 \times q_v \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.697 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 51.34} = 0.2795 \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

**Conclusion** : on choisit pour toutes les lisses un **UPE 130**

#### 4.6 Calcul des liernes :

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

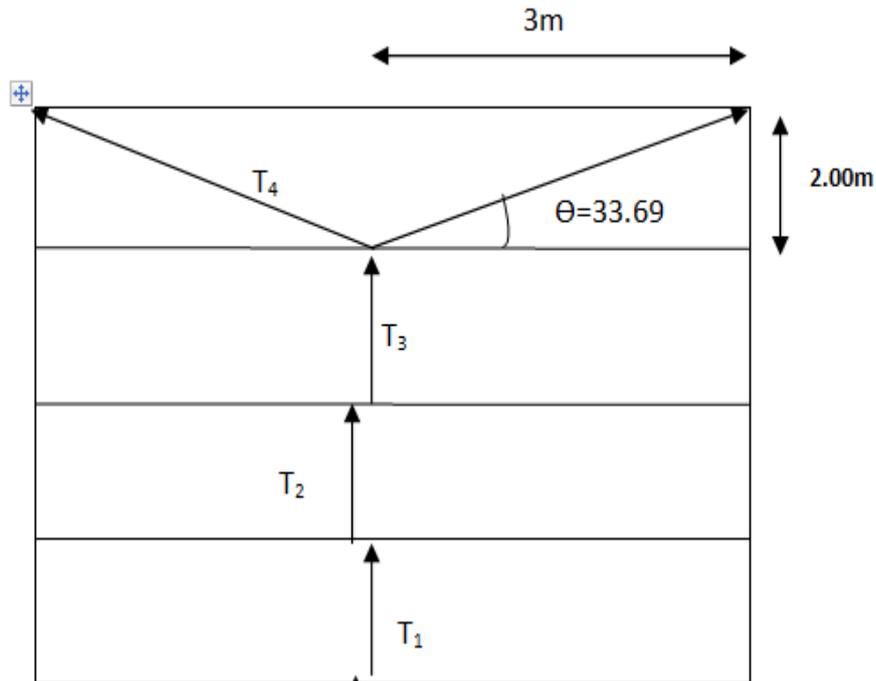


Figure IV.15: disposition des liernes

##### 4.6.1 Calcul de l'effort de tractions dans la lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du le lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y$$

$$G_p = [(8.80 + 5) \times 2] + 13.74 = 41.34 \text{ Kg /ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times [1.35 \times (0.4134)] = 0.697 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 3m$$

$$R = 0.697 \times 3 = 2.091 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = R/2 = 2.091/2 = 1.0455 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 2.091 + 1.0455 = 3.1365 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 3.143 + 2.091 = 5.234 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \Rightarrow \theta = 33.69^\circ$$

$$2 T4 \sin \theta = T3$$

$$T4 = T3 / 2 \sin 33.69^\circ$$

$$T4 = 4.718 \text{ KN}$$

#### 4.6.2 Calcul de la section des liernes :

- Le tronçon le plus sollicité est T12.

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

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

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 4.718}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.2007 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.2007 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.2007}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.505 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 8 \text{ mm}$

## 5. Calcul des potelets :

Destinés à rigidifier le bardage et à transmettre les efforts horizontaux dus au vent, les potelets sont des éléments très souvent élancés. Profilés en I ou H, les dimensions de leur sections varient en fonction du type de bardage (en maçonnerie ou en bois, grâce à un dispositif d'appui glissant (que nous verrons plus loin), ne doivent (en principe) recevoir aucun effort normal vertical de compression de la toiture (notamment ceux dus à la neige).

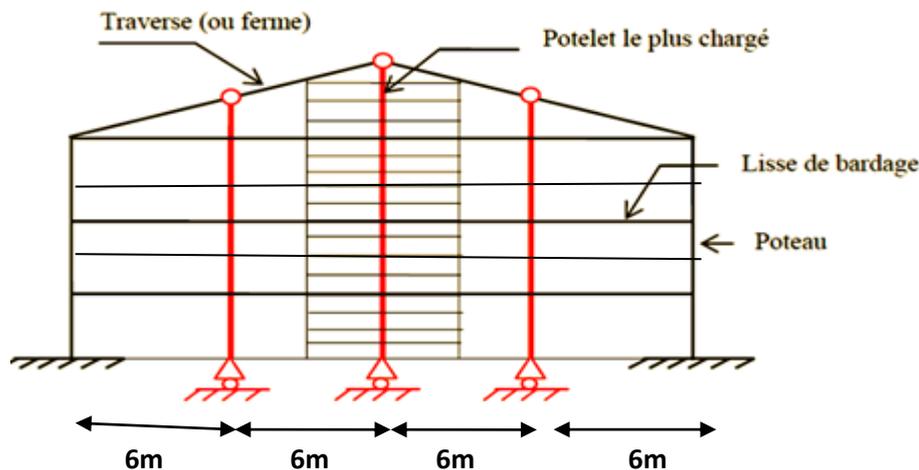


Figure VI. 16: Schéma statique du potelet.

Sous l'action de vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions (ou succions). Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachés.

Par conséquent le potelet risque :

1. De subir une flèche importante sous les pressions  $q_w$  due au vent (calcul à l'ELS)
2. De flamber lorsqu'il est très élancé (vérification à l'ELU au flambement flexion sous N et M)
3. De déverser sous les dépressions dues au vent ou la semelle interne comprimée et qui est non attachée aux lisses de bardage risque de flamber latéralement et de provoquer le déversement du potelet (vérification au déversement sous N et M)

## 5.2 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé

### 5.2.1 charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (panneau sandwich).....	8.80kg/m <sup>2</sup>
Poids propre de la lisse (UAP 140).....	13.74kg/ml

Poids propre d'accessoires d'attaches..... 5kg/m<sup>2</sup>

Le nombre des lisses supporté par le potelet N=5lisses.

- L'entraxe des potelets e=6m (cas le plus défavorable).

G = poids propre du potelet +poids propres des lisses +poids propres du bardage

### 5.2.2 Surcharge climatique W :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W = -102 \text{ daN/m}^2$$

### 5.3 Le pré dimensionnement du potelet:

Potelet le plus défavorable est le potelet intermédiaire :

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

$$q_{ws} = 1.25 \times W \times e$$

$$q_{ws} = 1.25 \times 98.102 \times 2 = 245.3 \text{ daN/m}$$

$$q_{ws} = 2.45 \text{ KN/ml}$$

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{h}{200} = \frac{11.9}{200} = 5.95 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.453 \times 10^{-2} \times 1190^4}{384 \times 21000 \times 5.95} = 5126 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 270**

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 5790 \text{ cm}^4$	$-h = 270 \text{ mm}$	$-d = 219.6 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 428.9 \text{ cm}^3$
$-I_z = 419.9 \text{ cm}^4$	$-b = 135 \text{ mm}$	$-r = 15 \text{ m}$	$-W_{plz} = 96.95 \text{ cm}^3$
$-A = 45.9 \text{ cm}^2$	$-t_w = 6.6 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 22.14 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 484 \text{ cm}^3$
$-G = 36.1 \text{ kg/m}$	$-t_f = 10.2 \text{ mm}$		

-G = (poids propre du potelet X hauteur du potelet) + (poids propres des lisses X l'entraxe des potele ) +(poids propres du bardage X la hauteur du potelet X l'entraxe des potelet )

$$G = (36.1 \times 11.9) + (13.74 \times 6) + (8.80 \times 11.9 \times 6) = 11.4 \text{ KN.}$$

### 5.4 Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à l'ELU :

La vérification au flambement flexion n'est nécessaire que si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0.2 \text{ avec } \bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

Vérifions d'abord cette condition

Classe de la section (détermination de  $\beta_A$ )

Rappelons que la classe de la section obéit à la règle suivante :

Classe en flexion seule  $\leq$  classe en flexion compression  $\leq$  classe en compression seule

Or d'après le tableau, l'**IPE 270** est de classe 01 en flexion seule. Il est aussi de **classe 01** en compression seule.

Donc  $01 \leq$  classe en flexion compression  $\leq 01 \Rightarrow$  l'**IPE 270** de classe 01 en flexion compression  $\Rightarrow \beta_A = 1$

### Longueurs de flambement

- Autour de l'axe fort y'y (dans le plans de l'âme) , le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement  $l_{ky} =$  hauteur totale du poteau = **11.9m**
- Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire à l'âme) , le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage . il ne pourra flamber que le long du tronçon séparé par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement  $l_{kz} =$  espacement entre les lisses de bardage = **2m**

Pour l'**IPE 270**, les rayons de giration sont :  $i_y = 11.23$  cm et  $i_z = 3.02$  cm

Donc les élancements  $\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1190}{11.23} = 105.97$ , et  $\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{200}{3.02} = 66.23$

Acier S235  $\Rightarrow \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$

$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$

Les élancements réduits sont :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{105.97}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.128$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{66.23}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.705$$

Donc  $\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1.128 > 0.2$  Donc la vérification au flambement flexion est nécessaire.

Elle est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{m1} \times A \times f_y} + \frac{k_y + M_{ysd}}{W_{ply} \times f_y} \leq 1$$

Calcul de  $N_{CSD}$  et  $M_{sdy}$  à l'ELU :

$N = 1.35 [ (36.1 \times 11.9) + 1.25 (13.74 \times 6) + 1.25 (8.80 \times 11.9 \times 6) ] = 17.79 \text{KN}$ .

$M_{sdy} = 1.5 \times \frac{q_{ws} \times l^2}{8} = 1.5 \times \frac{2.435 \times 11.9^2}{8} = 64.65 \text{kn.m}$

Calculons maintenant le coefficient de réduction  $\kappa_{min} = \min(\kappa_y, \kappa_z)$

Choix des courbes de flambement : pour l'IPe 270 on :  $h / b = 270 / 120 = 2.25 > 1.2$  mm

$t_f = 10.2$  mm  $< 40$  mm, on aura :

Flambement / y'y : courbe (a) et  $\bar{\lambda}_y = 1.128 \Rightarrow \kappa_y = 0.582$

Flambement / z'z : courbe (b) et  $\bar{\lambda}_z = 0.705 \Rightarrow \kappa_z = 0.848$

$$\Rightarrow \kappa_{min} = \min(\kappa_y, \kappa_z) = 0.582$$

Calculons le facteur d'amplification.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\kappa_y \times A \times f_y} \quad \text{Mais} \quad k_y \leq 1.5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau de calcul du facteur de moment équivalent  $\beta_{My} = \beta_{Mz} = 1.3$  (charges de vent uniformément réparties)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply}}{W_{ely}} - 1 = 1.128 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{484}{428.9} - 1 = -1.45 > 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1.45) \times 17.79}{0.582 \times 45.9 \times 23.5} = 1.04 \leq 1.5$$

Donc finalement :

$$\frac{N_{sd}}{\kappa_{min} \times A \times f_y} + \frac{k_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times f_y} \leq 1$$

$$\frac{17.79}{0.582 \times 45.9 \times 23.5} + \frac{1.04 \times 64.65 \times 10^2}{484 \times 23.5} = 0.68 < 1$$

**vérifiée**

Donc la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée

#### 5.4.1 Vérification de la stabilité au déversement sous $N_{csd}$ et de $M_{sdy}$ à l'ELU :

Calculons l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  du potelet vis à vis du déversement telle que :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

$M_{rdy}$ : moment résistant au déversement.

$\kappa_{LT}$ : coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$ .

$\beta_w = 1$ , pour les sections de classe (1) et (2).

$\beta_w = W_{ely} / W_{ply}$ , pour les sections de classe (3).

$\beta_w = W_{effy} / W_{ply}$ , pour les sections de classe (4).

On a :

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  classe 01

$\kappa_{LT}$ : coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$ .

$\bar{\lambda}_{LT}$ : est l'élanement réduit vis- vis du déversement.

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

Si  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$  alors la vérification au déversement est inutile.

Dans le cas contraire ou  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$ , la vérification se fera comme suit :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

D'après les tableaux F1.2 de l'EC03 notre potelet considéré comme bi-articulés à ses extrémités, on a :

$C_1, C_2, C_3$ : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ( $K=1$ ).

$C_1 = 1.132$        $C_2 = 0.459$        $C_3 = 0.525$

Pour  $K$  et  $K_w$ : les facteurs de longueur effective =1

$I_t$ : moment d'inertie de torsion =15.94 cm<sup>4</sup>

$I_w$ : moment d'inertie gauchissement =70580 cm<sup>6</sup>

$I_z$ : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 419.9 cm<sup>4</sup>

$L$ : la hauteur totale du potelet =11.9 m

$Z_g = Z_a - Z_s$

$z_g$ : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion  $s$  de la section

( $z_g$  est positif ssi la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

$z_a$ : Coordonnée du point d'application de la charge

$z_s$ : Coordonnée du centre de cisaillement=0

On a :

$$z_a = - \frac{h}{2} = \frac{27}{2} = -13.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Z_g = Z_a - Z_s = + 13.5 \text{ cm}$$

On rappelle que  $G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E$  ;

$G$ : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$ : coefficient de poisson

$E = 210000 \text{ MPA}$ : module d'élasticité longitudinal

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 419.9}{(1 \times 11.9)^2} \left\{ \left[ \frac{1}{1} \right]^2 \times \left[ \frac{7.058}{419.9} + \frac{11.9^2 \times 0.4 \times 15.94}{3.14^2 \times 419.9} + (0.459 \times (-0.135))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.135)) \right\}$$

$$M_{cr} = 38.26 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 419.9 \times 10^{-6} \times 235}{38.26 \times 10^{-3}}} = 1.61$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.61 > 0.4 \Rightarrow$  Donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé :  $\alpha = 0.21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{LT}$  du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.61 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0.330$$

Le moment maximal (pondérée) à mi travée à l'ELU :

$$M_{sdy} = 1.5 \times \frac{q_w \times l^2}{8} = 1.5 \times \frac{2.453 \times 11.9^2}{8} = 65.13 \text{ kn.m}$$

$$\text{Non remarquons que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y} = \frac{17.79}{0.582 \times 36.1 \times 23.5} = 0.039 \ll 1$$

$\Rightarrow$  Donc la présence de l'effort normal de compression peut être considérée comme négligeable  $\Rightarrow$  la vérification à faire vis à vis du déversement peut se faire en flexion simple uniquement. Autrement dit .La vérification à faire serait :

$$M_{sdy} \leq M_{rdy} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{b,rd} = 0.330 \times 1 \times \frac{419.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 29.6 \text{ KN.m}$$

On voit que l'IPE 270 n'est pas vérifiée au déversement donc on doit augmenter la section de potelet on prend l'IPE 300

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 8356 \text{ cm}^4$	$-h = 300 \text{ mm}$	$-d = 248.6 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 557.1 \text{ cm}^3$
$-I_z = 603.8 \text{ cm}^4$	$-b = 150 \text{ mm}$	$-r = 15 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 80.5 \text{ cm}^3$
$-A = 53.8 \text{ cm}$	$-t_w = 7.1 \text{ mm}$	$-I_t = 20.12 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 628.4 \text{ cm}^3$
$-G = 42.2 \text{ kg/m}$	$-t_f = 10.7 \text{ mm}$	$-t_w = 125900 \text{ cm}^2$	$-W_{plz} = 125.2 \text{ cm}^3$

Calculons l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  du potelet vis à vis du déversement telle que :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  classe 01

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

D'après les tableaux F1.2 de l'EC03 notre potelet considéré comme bi-articulés à ses extrémités, on a :

$C_1, C_2, C_3$ : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ( $K=1$ ).

$C_1 = 1,132$        $C_2 = 0,459$        $C_3 = 0,525$

Pour  $K$  et  $K_w$ : les facteurs de longueur effective avec  $=1$

$I_t$ : moment d'inertie de torsion  $= 20.12 \text{ cm}^4$

$I_w$ : moment d'inertie gauchissement  $= 125900 \text{ cm}^6$

$I_z$ : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie  $= 603.8 \text{ cm}^4$

$L$ : la hauteur totale du potelet  $= 11.9 \text{ m}$

$Z_g = Z_a - Z_s$

On a :

$$z_a = -\frac{h}{2} = \frac{30}{2} = -15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Z_g = Z_a - Z_s = +15 \text{ cm}$$

On rappelle que  $G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E$  ;

$G$ : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$ : coefficient de poisson

$E = 210000 \text{ MPA}$ : module d'élasticité longitudinal

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 603.8}{(1 \times 11.9)^2} \left\{ \left[ \frac{1}{1} \right]^2 \times \left[ \frac{12.59}{603.8} + \frac{11.9^2 \times 0.4 \times 20.12}{3.14^2 \times 603.8} + (0.459 \times (-0.15))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.15)) \right\}$$

**$M_{cr} = 53.72 \text{ KN.m}$**

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 419.9 \times 10^{-6} \times 235}{53.72 \times 10^{-3}}} = 1.35$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.35 > 0.4 \Rightarrow$  Donc il y a risque de diversement.

Profilé laminé:  $\alpha = 0,21$ ; Courbe (a)  $\rightarrow \mathfrak{N}_{LT}$

On tire  $\mathfrak{N}_{LT}$  du tableau **5.5.2** de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.35 \text{ Donc : } \mathfrak{N}_{LT} = 0.443$$

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq M_{rdy} = \mathfrak{N}_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \times \frac{q_w \times l^2}{8} = 1.5 \times \frac{7.358 \times 11.9^2}{8} = 65.13 \text{ kn.m}$$

$$M_{b,rd} = 0.443 \times 1 \times \frac{419.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 39.73 \text{ KN.m}$$

On voit que l'**IPE 300** n'est pas vérifiée au déversement donc on doit augmenter la section de potelet on prend l'**IPE 360**

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 16270 \text{ cm}^4$	$-h = 360 \text{ mm}$	$-d = 296.6 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 903.6 \text{ cm}^3$
$-I_z = 1043 \text{ cm}^4$	$-b = 170 \text{ mm}$	$-r = 18 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 122.8 \text{ cm}^3$
$-A = 72.7 \text{ cm}^2$	$-t_w = 8 \text{ mm}$	$-I_t = 37.32 \text{ cm}^4$	$-W_{ply} = 1019 \text{ cm}^3$
$-G = 57.1 \text{ kg/m}$	$-t_f = 12.7 \text{ mm}$	$-I_w = 313.6 \text{ cm}^6$	$-W_{plz} = 191.1 \text{ cm}^3$

Calculons l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  du potelet vis à vis du déversement telle que :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 01}$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

D'après les tableaux F1.2 de l'EC03 notre potelet considéré comme bi-articulés à ses extrémités, on a :

$C_1, C_2, C_3$ : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ( $K=1$ ).

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459 \quad C_3 = 0,525$$

Pour  $K$  et  $K_w$ : les facteurs de longueur effective avec  $=1$

$$I_t : \text{moment d'inertie de torsion} = 37.32 \text{ cm}^4$$

$$I_w : \text{moment d'inertie gauchissement} = 313600 \text{ cm}^6$$

$$I_z : \text{moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie} = 1043 \text{ cm}^4$$

$$L : \text{la hauteur totale du potelet} = 11.9 \text{ m}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

On a :

$$z_a = -\frac{h}{2} = \frac{36}{2} = -18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Z_g = Z_a - Z_s = +18 \text{ cm}$$

On rappelle que  $G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E$  ;

$G$  : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$  : coefficient de poisson

$E = 210000 \text{ MPA}$  : module d'élasticité longitudinal

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 1043}{(1 \times 11.9)^2} \left\{ \left[ \frac{1}{1} \right]^2 \times \left[ \frac{31.36}{1043} + \frac{11.9^2 \times 0.4 \times 37.32}{3.14^2 \times 1043} + (0.459 \times (-0.18))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.18)) \right\}$$

$$M_{cr} = 99.266 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 1019 \times 10^{-6} \times 235}{99.266 \times 10^{-3}}} = 1.5$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.2 > 0.4 \Rightarrow$  Donc il y a risque de diversement.

Profilé laminé :  $\alpha = 0.21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{LT}$  du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.2 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0.372$$

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq M_{rdy} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \times \frac{q_w \times l^2}{8} = 1.5 \times \frac{2.453 \times 11.9^2}{8} = 65.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{rdy} = 0.372 \times 1 \times \frac{1043 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 82.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 65.13 < M_{rdy} = 82.89$$

**vérifiée**

On adoptera donc des **IPE360** pour l'ensemble des potelets.

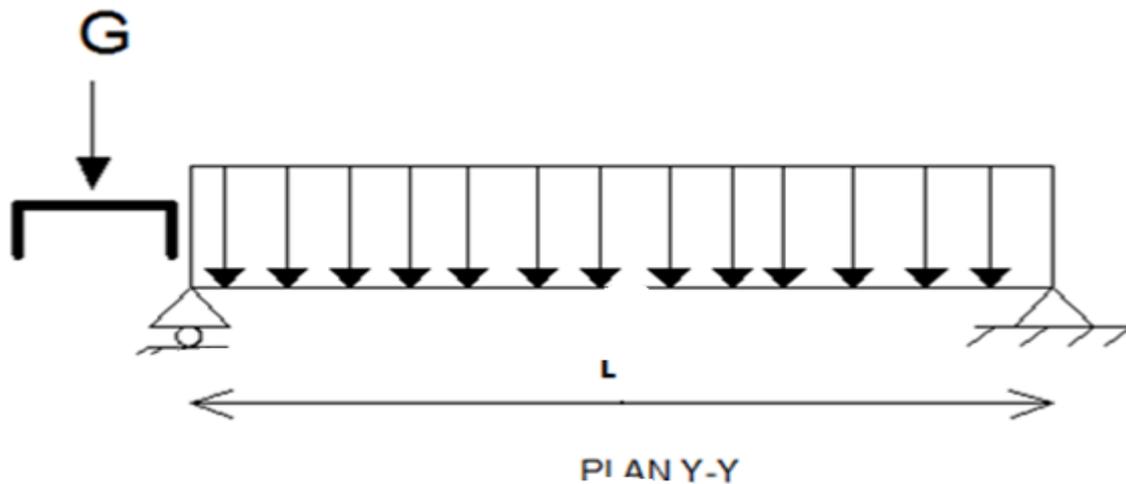
**6. Calcul des lisses d'acrotère :**

**6.1. Evaluation des charges et surcharges :**

- **Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme)**

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

Charges accrochées éventuelles.



- **Action due au vent : (dans le plan de l'ama)**

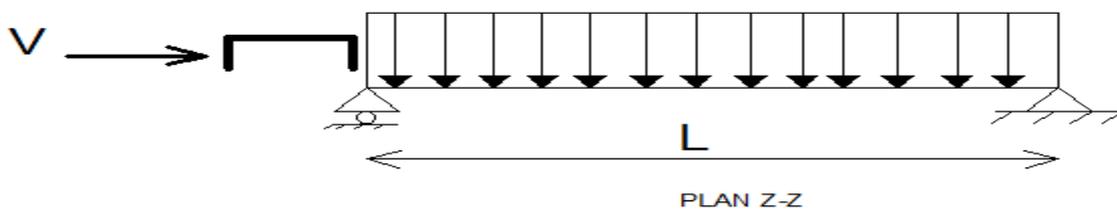


Figure VI.17: les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

**6.1.1. Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme) :**

Poids propre du panneau sandwich..... 8.80Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre d'accessoires d'attaches .....3Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre des lisses estimée .....9.82Kg/m

$$G_P = [(P_{ps} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G_P = [(8.8 + 3) \times 2] + 9.82 = 33.42 \text{ Kg /ml}$$

$$G_P = 0.2362 \text{ KN /ml}$$

**6.1.2. Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)**

$$W = 0.714 \text{ KN/m}^2$$

[voir chapitre III]

$$D'où : W = 0.714 \times e = 0.714 \times 1 = 0.714 \text{ KN/ml}$$

**6.1.3. Charges appliquées à l'ELU :**

$$q_{wu} = 1.25 \times (1.5 \times W) = 1.25 \times (1.5 \times 0.714) = 1.339 \text{ KN/ml}$$

**6.1.4. Charges appliquées à l'ELS :**

$$q_{ws} = q_{wu} / 1.5 = 0.893 \text{ KN/ml}$$

**6.2. Pré dimensionnement des lisses:**

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

$$f_z \leq f_{adm} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.893 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 239.196 \text{ cm}^4$$

On choisit un **UPE 120** comme lisses d'acrotère.

**6.2.1 .Vérification en tenant compte le poids du profilé**

Ses caractéristiques sont :

-I <sub>y</sub> = 364 cm <sup>4</sup>	-h = 120 mm	-d = 80 mm	-W <sub>ely</sub> = 60.6 cm <sup>3</sup>
-I <sub>z</sub> = 55.5 cm <sup>4</sup>	-b = 60 mm	-r = 12 mm	-W <sub>elz</sub> = 13.8 cm <sup>3</sup>
-A = 15.4 cm <sup>2</sup>	-t <sub>w</sub> = 5 mm	-A <sub>vz</sub> = 7.18 cm <sup>2</sup>	-W <sub>ply</sub> = 70.3 cm <sup>3</sup>
-G = 12.1 kg/m	-t <sub>f</sub> = 8 mm	-A <sub>vy</sub> = 9.6 cm <sup>2</sup>	-W <sub>plz</sub> = 25.3 cm <sup>3</sup>

**Le poids propre réel G**

$$G_p = [(8.8 + 5) \times 1] + 12.1 = 25.9 \text{ Kg /ml}$$

$$G_p = 0.259 \text{ KN /m}$$

**6.3.1 Vérification à l'état limite de service :****a-Vérifier la flèche selon Z-Z**

$$f_z \leq f_{adm} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 0.893 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 364} = 1.97 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

**b-Vérifier la flèche selon Y-Y**

$$q_v = 1.25 \times G_p$$

$$q_v = 1.25 \times 0.259 = 0.324 \text{ KN/m}$$

$$f_y \leq f_{adm} \text{ avec } f_y = \frac{5 \times q_v \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.324 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 55.5} = 4.691 \geq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{non vérifiée}$$

Donc on augmente la section à l'UPE 160

Ses caractéristiques sont :

$-I_y = 911 \text{ cm}^4$	$-h = 160 \text{ mm}$	$-d = 117 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 114 \text{ cm}^3$
$-I_z = 107 \text{ cm}^4$	$-b = 70 \text{ mm}$	$-r = 12 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 22.6 \text{ cm}^3$
$-A = 21.7 \text{ cm}^2$	$-t_w = 5.5 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 10 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 132 \text{ cm}^3$
$-G = 17 \text{ kg/m}$	$-t_r = 9.5 \text{ mm}$	$-A_{vy} = 13.3 \text{ cm}^2$	$-W_{plz} = 41.5 \text{ cm}^3$

Si on ajoute le poids propre de l'UPE 160 on aura :

$$G_p = [(P_{ps} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G_p = [(8.8 + 3) \times 2] + 17 = 40.6 \text{ Kg/ml}$$

$$G_p = 0.406 \text{ KN/ml}$$

$$q_v = 1.25 \times G_p$$

$$q_v = 1.25 \times 0.406 = 0.507 \text{ KN/m}$$

Vérification en tenant compte le poids du profilé

**a-Vérifier la flèche selon Z-Z**

$$f_z \leq f_{adm} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 0.893 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 911} = 0.788 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

**b-Vérifier la flèche selon Y-Y**

$$f_y \leq f_{adm} \text{ avec } f_y = \frac{5 \times q_v \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.507 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 10^7} = 2.921 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

vérifiée

**6.3.2. Vérification à l'état limite ultime :****a) Condition de résistance :**

$$\left[ \frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1$$

En présence des forces horizontales dues au vent :

$$M_y = \frac{q_{wu} \times L^2}{8} = \frac{1.339 \times 6^2}{8} = 6.025 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (G_p)]$$

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (0.308)] = 0.52 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_v \times l^2}{8} = \frac{0.52 \times 6^2}{8} = 2.34 \text{ KN.m}$$

Puisque L'UPE 160 est de classe 01.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{114 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 26.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{41.5 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 9.752 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UPE 160 de classe 01, en optant pour  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$ 

$$\text{Alors : } \left[ \frac{6.025}{26.79} \right]^2 + \left[ \frac{2.34}{9.752} \right]^1 = 0.29 < 1 \text{ Vérifiée} \Rightarrow \text{la section UPE160 est vérifiée à l'ELU}$$

Donc la résistance des sections sont vérifiés.

**b) Vérification au cisaillement :**

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_{wu} \times L}{2} = \frac{1.339 \times 6}{2} = 4.017 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{10 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 135.677 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_z \leq V_{plz}$$

Vérifiée

L'effort tranchant est vérifié

### 6.3.3. Vérification au déversement :

Vérification au déversement :

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ 

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(c)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{I_z}{i_z} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{107}{2.22}}{(1.88)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{107}{2.22} \right)^2 \right]^{0.25}} = 32.261$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_I} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

$$\lambda_I = \pi \times \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \times \varepsilon$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{32.261}{93.9} \right) \times [1]^{0.5} = 0.343 < 0.4 \quad \text{la vérification au déversement est inutile.}$$

**Conclusion :** On adopte des profilés UPE 160 pour les lisses d'acrotère.

## 7. Calcul de l'acrotère :

### 7.1. Définition

L'acrotère représente un élément secondaire dans la construction qui a pour rôle de couvrir la forme de pente de la toiture, afin de donner un aspect esthétique à la construction. Il est situé en haut de la construction sur une bande de 1.9 m.

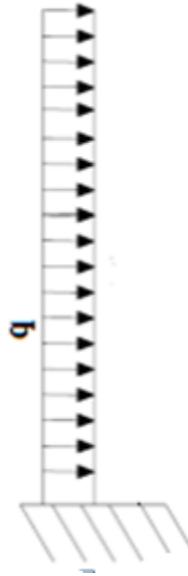


Figure VI.18: Schémas statique de l'acrotère avec la  $h=1.9$  m .

L'acrotère est soumis à une force due à l'action du vent  $W$  et à une autre force due à l'accumulation de la neige  $F_s$

### 7.2. Evaluation de charges

#### a) Surcharge climatique due au vent

$$W = 0.714 \text{ KN/m}^2 \times 1.9 = 1.357 \text{ KN/ml [voir chapitre III]}$$

#### b) charges permanentes G

Bardage (panneau sandwich).....	8.80kg/m <sup>2</sup>
Poids propre de la lisse (UAP 160).....	17kg/ml
Poids propre d'accessoire d'attaches.....	3 kg/m <sup>2</sup>
Poids propre de l'acrotère estimée .....	6Kg/m

$G = \text{poids propre estimée} + \text{poids propres des lisses} + \text{poids propres du bardage}$

$$G = 6 + 17 + [(8.80 + 3) \times 6] = 1.058 \text{ Kn/m}$$

**c) Surcharge de la neige (S):**

$$F_s = 0.3744 \times 12 \times \sin 9^\circ = 0.703 \text{ Kn / m}$$

**➤ Combinaisons d'actions à l'ELU :**

$$q_{uy} = 1.35 G + F_s \sin \alpha = 1.35 \times 1.058 + 0.703 \times \sin 9 = 1.538 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{uz} = 1.5W + F_s \cos \alpha = 1.5 \times 1.357 + 0.703 \times \cos 9 = 2.526 \text{ Kn/ml}$$

**➤ Combinaisons d'actions à l'ELS :**

$$q_{sy} = G + F_s \sin \alpha = 1.058 + 0.703 \times \sin 9 = 1.168 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{sz} = W + F_s \cos \alpha = 1.357 + 0.703 \times \cos 9 = 2.05 \text{ Kn/ml}$$

**7.3. Le pré dimensionnement de l'acrotère :**

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

$$f_z \leq f_{adm} \text{ avec } f_z = \frac{q_{sz} \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{2.05 \times 10^{-2} \times 190^4}{8 \times 21000 \times 1} = 159.02 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un IPE 100.

$$f_y \leq f_{adm} \text{ avec } f_y = \frac{q_{sy} \times l^4}{8 \times E I_z} \leq f_{adm} = \frac{200}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{2.90 \times 10^{-2} \times 190^4}{8 \times 21000 \times 1} = 25.46 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 120**.

À l'ELS ; la section correspondante d'après le tableau des profilés est un **IPE 120** avec :

Ses caractéristiques sont :

-I <sub>y</sub> = 317.8 cm <sup>4</sup>	-h = 120 mm	-d = 93.4 mm	-W <sub>ely</sub> = 53 cm <sup>3</sup>
-I <sub>z</sub> = 27.67 cm <sup>4</sup>	-b = 64 mm	-r = 7 mm	-W <sub>elz</sub> = 8.64 cm <sup>3</sup>
-A = 13.2 cm <sup>2</sup>	-t <sub>w</sub> = 4.4 mm	-A <sub>vz</sub> = 6.31 cm <sup>2</sup>	-W <sub>ply</sub> = 60.7 cm <sup>3</sup>
-G = 10.4 kg/m	-t <sub>f</sub> = 6.3 mm	-A <sub>vy</sub> = 8.6 cm <sup>2</sup>	-W <sub>plz</sub> = 13.6 cm <sup>3</sup>

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{2.526 \times 1.9^2}{2} = 4.559 \text{ Kn.m}$$

$$V_{sd} = q_u \times l = 2.526 \times 1.9 = 4.799 \text{ Kn}$$

### 7.3.1. Vérification à la résistance des sections transversales :

#### a) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2 = 631 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{631 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 85.61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 4.799 \text{ KN} < V_{plrd} = 85.61 \text{ KN}$$

Pour la stabilité ; il y a un seul risque qui est la flèche ; le déversement et le flambement sont négligeable parce que la longueur de la baïonnette est courte et ne supporte presque rien comme effort normal à l'exception du poids propre, en absence de ce dernier, le moment fléchissant dans chaque section transversale doit rester inférieur au moment résistant.

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

$$M_R = M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.7 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 12.968 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 4.559 < M_{Rd} 12.968 \text{ KN.m}$$

**Vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on choisit un profilé **IPE120**.

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

### **V.1. Rôle des systèmes de contreventement**

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...

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

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

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

### **V.2. CONTREVENTEMENTS DE TOITURE (POUTRE AU VENT) :**

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

#### **V.2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon :**

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

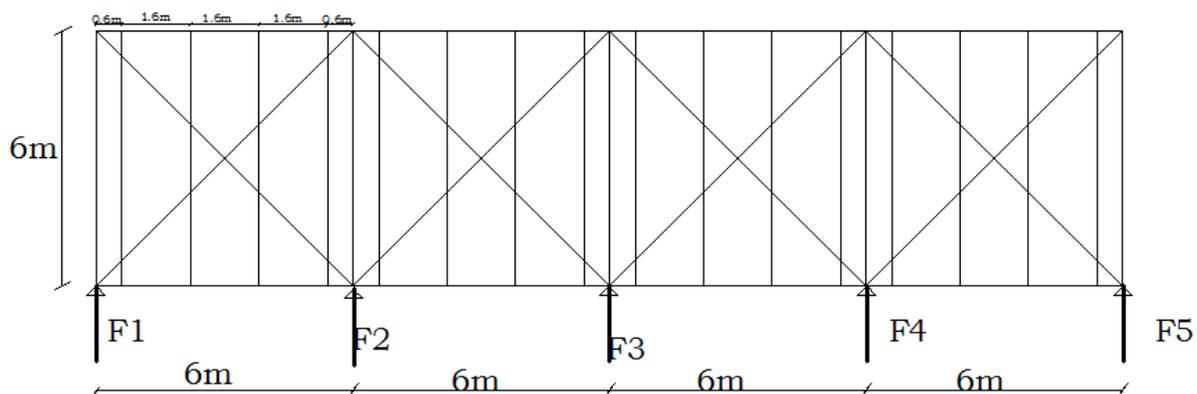
Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

**Remarque :**

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

**V.2.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent :**



**Figure V. 1: Schéma statique de la poutre au vent en pignon.**

$$F_{rive} = 1.5[(W^{max} \times S_i) + F_r/n]$$

$$F_{int} = 1.25[1.5[(W^{max} \times S_i) + F_r/n]]$$

$S_i$  : Surface afférente de chaque force.

$$S_i = e_i \times \frac{h_i}{2}$$

$n$  : nombre de noeuds

$e_i$  : Entre axes.

$h_i$  : Hauteur de chaque poteaux.

La force d'entraînement  $F_r$  est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du frottement  $F_r = 11396.034 \text{ DaN}$  . (voir chapitre III)

$$\frac{Fr}{N} = \frac{11396.034}{8} = 14.246 \text{ kn}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de  $W^{\max}$  est donnée comme suit :

$$W^{\max} = W_d = 0.7085 \text{KN/m}^2 \text{ (voir tableau III.6).}$$

### 1) Evaluation des efforts horizontaux :

#### a) Calcule des surfaces :

$$S1 = 5 \times 3 + 0.475 \times \frac{3}{2} = 15.71 \text{ m}^2$$

$$S2 = 10.475 \times \frac{6}{2} + 0.95 \times \frac{6}{2} = 34.28 \text{ m}^2$$

$$S3 = 11.425 \times \frac{6}{2} + 0.475 \times \frac{6}{2} = 35.7 \text{ m}^2$$

$$S4 = S2 = 34.28 \text{ m}^2$$

$$S5 = S1 = 15.71 \text{ m}^2$$

#### b) Evaluation des efforts dans les barres :

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.

#### calcule des efforts :

$$F1 = 1.5 (0.7085 \times 15.71 + 14.245/2) = 27.379 \text{ kn}$$

$$F2 = 1.25 [1.5 (0.7085 \times 34.28 + 14.245)] = 58.87 \text{ kn}$$

$$F3 = 1.25 [1.5 (0.7085 \times 35.7 + 14.245)] = 60.78 \text{ kn}$$

$$F4 = F2 = 58.87 \text{ kn}$$

$$F5 = F1 = 27.379 \text{ kn}$$

#### c) 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 leur grand élancement, 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 de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

Vue de la symétrie géométrique et de chargement on a :

### 1. calcul des réactions :

$$R_a=R_b = F_1+F_2 + \frac{F_3}{2} = 27.379 + 58.89 + \frac{60.78}{2} = 116.659 \text{ kn.}$$

### 2. Section de la diagonale :

Par la méthode des coupures on aura l'effort de traction max  $F_d$

$$\Rightarrow F_d = \frac{R_B - F_1}{\cos \alpha}$$

$$\bullet \tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left( \frac{6}{6} \right) \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_B + F_{11} + F_d \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_d = \frac{R_B - F_1}{\cos \alpha} = \frac{116.659 - 27.379}{\cos 45^\circ}$$

$$F_d = 125.746 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d \Rightarrow N_{sd} = 188.619 \text{ KN}$$

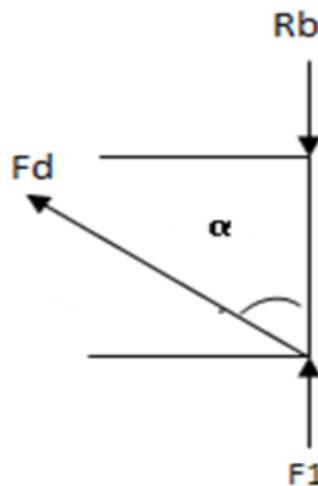


Figure V. 2 : méthode des coupures.

### 3. Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{188.619 \times 1.1}{23.5} = 8.83 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière isolée de **80x80x8** (A= 12.3cm<sup>2</sup>).

### V.3. 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 de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

#### 1. Vérification de la section à la résistance :

La formule de vérification est la suivante :

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

Avec :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd} \left[ \frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

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

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}; N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

#### 2. Vérification de la panne intermédiaire :

##### ➤ Flexion déviée (calcul des pannes) :

G = 0.3668KN/m (voir chapitre IV calcul des pannes)

$$S = 0.3744 \text{ KN/m}$$

##### ➤ Compression :

$$V = F_3 = 60.68 \text{ KN}$$

##### ➤ Combinaisons de charges :

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

$$N_{sd} = F_3$$

Donc :

$$q_{sd} = 1.35 \times 0.3668 + 1.5 \times 0.3744 = 1.10 \text{KN/m}$$

$$q_{z,sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 1.086 \text{KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{1.086 \times 6^2}{8} = 4.889 \text{KN.m}$$

$$q_{y,sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 0.172 \text{KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.172 \times (6/2)^2}{8} = 0.1935 \text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 71.163 \text{Kn}$$

Caractéristiques géométriques de l'**IPE160** sont :

$-I_y = 869.3 \text{ cm}^4$	$-h = 160 \text{ mm}$	$-d = 127.2 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 106.7 \text{ cm}^3$
$-I_z = 68.31 \text{ cm}^4$	$-b = 82 \text{ mm}$	$-r = 9 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 16.66 \text{ cm}^3$
$-A = 20.1 \text{ cm}^2$	$-t_w = 5 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 123.9 \text{ cm}^3$
$-G = 15.8 \text{ kg/m}$	$-t_f = 7.4 \text{ mm}$	$-W_{plz} = 28.1 \text{ cm}^3$	

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 26.469 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.1 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 6.003 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 429.409 \text{ KN}$$

$$0,25N_{pl,rd} = 0.25 \times 429.409 = 107.35 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74) = 7.964 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 7.964 \times \frac{23.5}{1.1} = 85.07 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 71.163 \text{KN} < \min(85.07 ; 107.35) \text{KN} \rightarrow$  Il y'a pas interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

Ou :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

$$\left[ \frac{4.889}{26.469} \right]^2 + \left[ \frac{0.1935}{6.003} \right]^1 = 0.5 < 1$$

Vérifiée

**b) Incidence de l'effort tranchant :**

Si :  $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$  → Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

**3. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :****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 du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

**➤ Combinaisons à l'ELU :**

$$q_u = G + 1.5W$$

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5W_z$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = F_3$$

Avec :

$$G = 0.2795 \text{ KN/m} \ll \text{charge permanente} \gg$$

$$W = -2.6752 \text{ KN/m} \ll \text{vent de soulèvement} \gg$$

$$1.5V = F_3 = 60.78 \text{ KN} \ll \text{effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire} \gg$$

**➤ Charge de flexion :**

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5W_z = 0.2795 \cos 8.977^\circ - 1.5 \times 2.6752 = -4.0128 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{4.0128 \times 6^2}{8} = 18.057 \text{ KN.m}$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.2795 \times \sin 8.997^\circ = 0.044 \text{ KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.044 \times (6/2)^2}{8} = 0.0495 \text{ KN.m}$$

**Charge de compression :**

$$N_{sd} = F_3 = 71.163 \text{ KN}$$

**a) Vérification au flambement :**

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52. Art. 5.5.4.)}$$

Avec :

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left( \frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{mais} \quad \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$  : Sont les facteurs de moment uniforme equivalent pour le flambement par flexion

On a:

$$N_{pl,rd} = 429.409 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = 26.469 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = 6.003 \text{ KN.m}$$

**Calcul de coefficient de réduction  $\chi_{\min}$  :**

$$\text{Avec : } \chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

**a.1) Flambement par rapport à l'axe fort y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[ \varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \times \left[ 1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]; \bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6.58} = 91.185$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91.185}{93.9} = 0.97 \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7.4\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.97 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.686$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.97 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{123.9 - 106.7}{106.7} \right) \Rightarrow \mu_y = -1.197 < 0.9 \quad \text{OK}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.197 \times 71.163}{0.686 \times 20.1 \times 23.5} = 0.737 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

### a.2) Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

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

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] ; \bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{1.84} = 163.04$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{181.81}{93.9} = 1.73$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7.4\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (b)}$$

Axe de flambement z - z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (b)} \\ \bar{\lambda}_z = 1.73 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_z = 0.290$$

$$\mu_z = 1.73 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{28.10 - 16.66}{16.66} \right) \Rightarrow \mu_y = -1.73 < 0.9 \quad \text{Vérifiée}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.73 \times 71.163}{0.290 \times 20.1 \times 23.5} = 0.101 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

La vérification :

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

$$\frac{71.163}{0.290 \times 429.409} + \frac{0.737 \times 18.057}{26.469} + \frac{0.101 \times 0.0495}{6.003} = 0.92 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

**b) Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03(5.52 Art. 5.5.4)}$$

Avec :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{mais} \quad \mu_{LT} \leq 0.90$$

$\beta_{M,LT}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left[ 1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

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

Avec :

$\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement.

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

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

$\lambda_{LT}$ : Élançement de l'élément vis à vis au déversement ; pour les profils laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{Lz}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left[ \frac{\frac{Lz}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{1.84}}{(1.132)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{300}{1.84}}{\frac{16}{0.74}} \right]^2 \right]^{0.25}} = 109.45$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} = 1.16 > 0.4$$

On tenir compte du risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.16 - 0.2) + 1.16^2] = 1.274$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.274 + [1.247^2 - 1.16^2]^{0.5}} = 0.55$$

**Calcul de coefficient  $K_{LT}$  :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15$$

$\beta_{M,LT} = 1.3$ : Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.73 \times 1.3 - 0.15 = 0.187 < 0.9 \quad OK$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.187 \times 71.163}{0.290 \times 20.1 \times 23.5} = 0.902 < 1 \quad OK$$

La vérification :

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

$$\frac{71.163}{0.290 \times 429.409} + \frac{0.902 \times 18.05}{0.55 \times 26.469} + \frac{0.101 \times 0.154}{6.003} = 0.817 \leq 1 \quad OK$$

Le profilé **IPE160** est adéquat comme panne de toiture.

**V.4. Calcul de la palée de stabilité en long pans :**

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon 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.

**4.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :**

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues ce faite par la méthode des coupures

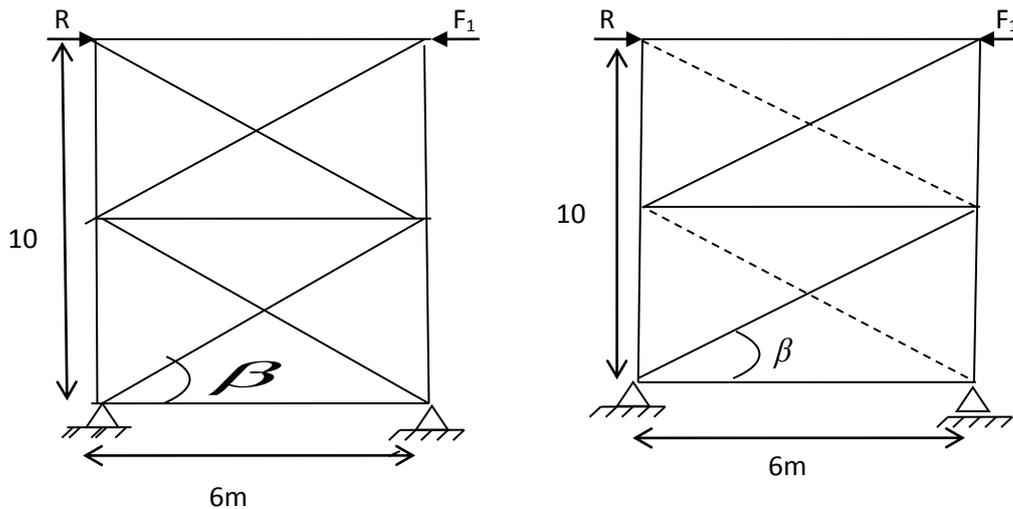


Figure V.3. Palée de stabilité long pan

$$N \cos \beta + F_1 - R = 0$$

$$\Rightarrow N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{116.659 - 27.379}{\cos 39.805^\circ} = 116.22 \text{ KN}$$

#### 4.2. Section de la diagonale :

##### 4.2.1. Calcul de la section brute A :

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

$$N_{sd} = 1.5 \times N = 174.32 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{174.32 \times 1.1}{23.5} = 8.16 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L70x70x9** ( $A = 11.88 \text{ cm}^2$ ).

#### 4.3. Vérification à la résistance ultime de la section :

On opte pour une cornière isolée de **70X70X9**

$$A_{\text{net}} = A_1 + \varepsilon + A_2$$

$$A_1 = [(7 \times 0.9) - (1.3 \times 0.9)] = 5.13 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (7 - 0.9) \times 0.9 = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.737$$

$$A_{\text{net}} = 4.68 + 0.737 + 5.04 = 10.457 \text{ cm}^2$$

**Vérification à la résistance ultime de la section**

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{u.Rd}} = \frac{0.9 \times A_{\text{net}} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{u.Rd}} = \frac{0.9 \times 10.457 \times 36}{1.25} = 271.045 \text{ KN}$$

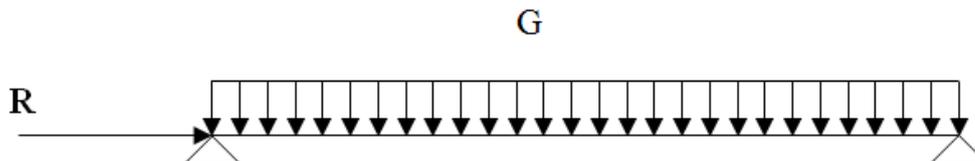
$$N_{\text{sd}} = 242.178 \text{ KN} \leq N_{\text{u.Rd}} = 271.045 \text{ KN}$$

**Vérifié**

**Donc on opte une cornière L70X70X9.**

### V.5. Pré-dimensionnement de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.



**Figure V.3: Schéma statique de la poutre sablière.**

$$F_1 = F_9 = 27.379 \text{ Kn}$$

$$R = R_A = R_B = 116.659 \text{ KN}$$

$$N^{\text{MAX}} = R - F = 89.28 \text{ KN}$$

$$N_{\text{pl}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N^{\text{Max}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\text{sd}} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

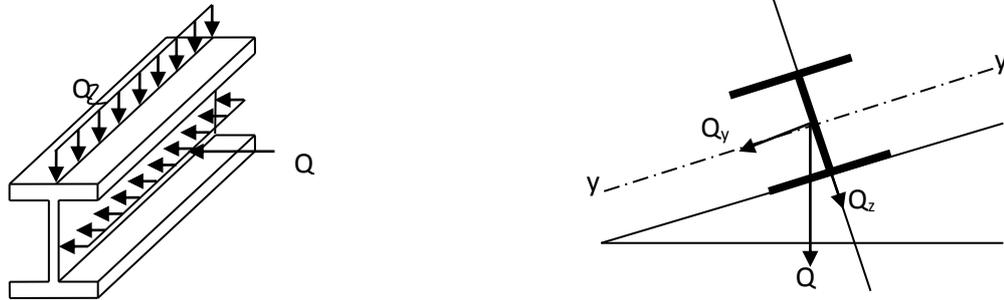
$$A \geq \frac{105.265}{23.5} = 4.479 \text{ cm}^2$$

On adopte profilé de type **IPE 120**.....A=13.2cm<sup>2</sup>

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

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement



**Figure V.4: La panne sablière.**

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

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\chi_{min}$

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

Flambement par rapport à l'axe y-y (hors plan du portique) :

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le **tableau 5.5.2 de l'Euro code 3.**

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{4.9} = 122.44$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{122.44}{93.9} = 1.3$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.87 > 1.2 \\ t_f = 6.3\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 1.3 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.470$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 1.3 \times (2 \cdot 1.3 - 4) + \left( \frac{60.73 - 52.96}{52.96} \right) = -1.67$$

Avec  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.67 \times 105.265}{0.47 \times 13.2 \times 23.5} = 0.20 < 1.5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$N_{sd} = 140.95 \text{Kn}$$

$$M_{y,sd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{10.4 \times 6^2}{8} = 46.8 \text{ daN.m} = 0.468 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.2 \times 23.5}{1.1} = 282 \text{KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.73 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 12.974 \text{ Kn.m}$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{140.65}{0.47 \times 282} + \frac{0.2 \times 0.468}{12.97} = 1.06 > 1 \text{ Non Vérifier.}$$

Alors en adopte un **IPE 140** dont ces caractéristiques sont :

$$A = 16.4 \text{ Kg/cm}^2 \quad -G = 12.9 \text{ g/m} \quad i_y = 5.74 \text{ mm.}$$

$$W_{ely} = 77.32 \text{ cm}^4 \quad -W_{ply} = 88.34 \quad i_z = 1.65 \text{ mm.}$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\chi_{min}$

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

Flambement par rapport à l'axe **y-y** (hors plan du portique) :

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le **tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3**.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.529$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{104.529}{93.9} = 1.1$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.91 > 1.2 \\ t_f = 6.9\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 1.1 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.596$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 1.1 \times (2 \cdot 1.3 - 4) + \left( \frac{88.34 - 77.32}{77.32} \right) = -1.39$$

Avec  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.39 \times 105.265}{0.596 \times 16.4 \times 23.5} = 0.362 < 1.5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$N_{sd} = 140.95 \text{ Kn}$$

$$M_{y,sd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{12.9 \times 6^2}{8} = 58.05 \text{ daN.m} = 0.5805 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16.4 \times 23.5}{1.1} = 350.36 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 18.872 \text{ Kn.m}$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{140.65}{0.596 \times 350.36} + \frac{0.362 \times 0.5805}{18.872} = 0.684 < 1$$

**Vérifiée.**

**L'IPE140** est adéquat pour la poutre sablière.

**VI.1 calcul des traverses :****VI.1.1 Généralité :**

Les traverses sont des poutre maitresses d'une toiture a deux versants ;elles sont constituées généralement en profiles IPE,HEB ou HEA.

Les traverses de la toiture servent a supporter les éléments de la couverture et a en caissier les charges et sur charges exercer celles-ci :

✓ **Evaluation des charges et surcharge :****a)- charge permanentes G :**

- Couvertures panneaux (schandwichs) .....10.05kg/m<sup>2</sup>
- Accessoire de pose.....3 kg/m<sup>2</sup>
- Les pannes IPE 160.....12x15.8 =189.6 kg/ml

$$G = (P_{couverture} + P_{accessoire} +) \times (l_{traversse}) + P_{anne}$$

$$G = (10.05 + 3) \times 6 + 189.6 = 267.9 \text{ kg/m}$$

$$G = 2.679 \text{ kN/m}$$

**b)- surcharge climatique du vent (perpendiculaire au vent) :**

La zone la plus chargée est G dont  $C_{pi} = +0,8$  (voir tableau III.9)

$$W = -q_j \times S = -2.679 \times 6 = -16.072 \text{ Kn/m}$$

**c)- surcharge climatique de la neige (par projection horizontale) :**

$$S = 0,3744 \text{ kn/m}^2$$

$$S = 0,3744 \times 6 = 2.2464 \text{ kn /m}$$

**VI.1.2. Combinaisons des charges les plus défavorables :**

1. Les charges et surcharges appliquée :

$$G = 2.679 \text{ KN/m ;}$$

$$Q = 0,44 \text{ KN/m ;}$$

$$W = -16.072 \text{ KN/m ;}$$

$$S = 2.2464 \text{ KN/m.}$$

2. Décomposition des charges :

Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 2.679 \times \cos 9 = 2.649 \text{ kN/m}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,44 \times \cos 9 = 0,434 \text{ kN/m}$$

$$W_{zz} = W = -16.072 \text{ kN/m} ;$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 2.2464 \times \cos 9 = 2.22 \text{ kN/m}$$

✓ **Les combinaisons d'actions :**

**ELS:**

$$q_z^S = G_z + W_z q_z^S = 2.649 + (-16.072) = -13.423 \text{ kN/m}$$

$$q_z^S = G_z + S_z q_z^S = 2.764 + 2.22 = 4.984 \text{ kN/m}$$

$$q_z^S = G_z + Q_z q_z^S = 2.649 + 0.434 = 3.083 \text{ kN/m}$$

Selon l'axe Z ; les charges maximales à l'ELS revenant à la traverse la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$q_z^S = 1.25 \times (-13.423) = -16.779 \text{ kN/m}$$

$$f_z \leq f_{am} = \frac{l}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{1}{384} \times \frac{Q_z \times l^4}{E \times I_y}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times l^4}{f_{am} \times E \times 384} = \frac{1 \times 16.779 \times 1200^4}{60 \times 2.1 \times 10^5 \times 384} \geq 27613.44 \text{ cm}^4$$

On prend IPE450 ( $I_y = 27\,613.44 \text{ cm}^4$ )

**TABLEAU VI.1. Caractéristiques du profilé IPE 450**

profile	H Cm	b cm	$t_w$ Cm	$t_f$ Cm	A cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>
HEB400	45	19	0.94	1.46	98.8	33740	1702	276.4

G = chargement + poids propre de l'IPE 450

$$G = 267.9 + 77.6 = 345.5 \text{ kg/m}$$

$$G = 3.455 \text{ kg/m}$$

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 3.455 \times \cos 9 = 3.412 \text{ kN/m}$$

1) ELU :

$$q_Z^U = G_Z + 1,5W_Z q_Z^U = 3.412 + 1,5 \times (-16.072) = -20.696 \text{ kN/m}$$

$$q_Z^U = 1,35G_Z + 1,5S_Z q_Z^U = 1,35 \times 3.412 + 1,5 \times 2.22 = 7.572 \text{ kN/m}$$

$$q_Z^U = 1,35G_Z + 1,5Q_Z q_Z^U = 1,35 \times 3.412 + 1,5 \times 0.434 = 4.063 \text{ kN/m}$$

On remarque que la 1<sup>ère</sup> combinaison est la plus défavorable et le risque de Déversement de la semelle inférieure doit être vérifié pour cette combinaison où le vent agit seul.

Selon l'axe, les charges maximales à l'ELU revenant à la traverse la plus sollicitée en tenant compte de la continuité:

$$q_Z^U = 1,25 \times (-20.696) = 25.87 \text{ kn/m}$$

$$Q_{z,max} = -25.87 \text{ kn/m}$$

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{max} \times L}{2} = \frac{25.87 \times 12}{2} = 155.22 \text{ kn.m}$$

$$V_{PL,rd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (T_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 98.8 - 2 \times 19 \times 1.46 + (0.94 + 2 \times 2.1) \times 1.46 = 50.82 \text{ cm}^2$$

$$V_{PL,rd} = \frac{50.82 \times 23.5 / \sqrt{3}}{1.1} = 1867.404 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 50.82 \text{ Kn} < \frac{1}{2} V_{PL,rd} = 933.702 \text{ kN } \mathbf{Vérifier}$$

L'IPE 450 est adéquat pour les traverses.

### VI.1.3 Vérification de la flèche a L'ELS :

$$q_Z^S = G_Z + W_Z q_Z^S = 3.412 + (-16.072) = 12.66 \text{ kN/m}$$

$$q_Z^S = G_Z + S_Z q_Z^S = 3.412 + 2.22 = 5.632 \text{ kN/m}$$

$$q_Z^S = G_Z + Q_Z q_Z^S = 3.412 + 0.434 = 3.846 \text{ kN/m}$$

$$q_Z^S = 1,25 \times (12.66) = 15.825 \text{ kn/m}$$

$$F_z \leq Fad$$

Flèche verticale (suivant Z-Z) :

$$F_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{1200}{200} = 6\text{cm}$$

$$F_z = \frac{1}{384} \times \frac{Q_z \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{15.825 \times 1200 \times 10^{-1}}{2,1 \times 10^5 \times 33740} = 4.46\text{cm}$$

$$F_z = 4.46\text{ cm} < F_{ad} = 6\text{cm} \text{ Vérifier}$$

**Condition de vérification au cisaillement :**

$$V_z \leq V_{PLrdz}$$

$$V_z = \frac{Q_z \times L}{8} = \frac{15.825 \times 12}{8} = 23.737\text{kn}$$

$$V_{PLrdz} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{50.85 \times 23,5 / \sqrt{3}}{1,1} = 1881.59\text{ kN}$$

$$V_z = 23.737 < \frac{1}{2} V_{PLrdz} = 940.79\text{ kN} \text{ Vérifier}$$

**VI.1.4 Vérification au déversement :**

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif car elle est immobilisée latéralement bloquée par les pannes.

En rivant la semelle inférieure peut déverser sous moment négatif du au vent (soulèvement de la toiture).

**Conclusion :**

Le profile choisi **IPE 450** est vérifié

**VI.2.pré dimensionnement des poteaux :**

**VI.2.1.Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature, ils sont soumis à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté.

-Un effort de compression due aux charges climatiques (neige, vent).

-Un effort de flexion due aux charges posées horizontalement du vent pour cela et pour les raisons de sécurité on privilégie un **HEA 300** qui en principe peut supporter toutes les charges qui lui sont transmises.

**VI.2.2.Evaluation des charges et surcharge :****a)- charge permanente**

surface d'influence :  $s = 24 \times 6 = 144 \text{ m}^2$

-Couvertures (panneaux sandwichs)..... $0,1005 \times 144 = 14.472 \text{ kN}$

-Accessoire de pose..... $0,05 \times 144 = 7.2 \text{ kN}$

-La panne IPE 160..... $0,158 \times 6 \times 23 = 21.804 \text{ kN}$

-Traverse IPE 450..... $0.776 \times 12 \times 2 = 18.624 \text{ kN}$

-poids de poteaux HEA 300 (estimée)..... $0,883 \times 10 = 8.83 \text{ kN}$

**b) sur charge climatique de neige :**

$S = 0,3744 \text{ kN/m}^2$

$S = 0,3744 \times 144 = 53.9136 \text{ kN}$

Donc la charge de la neige :  $S = S \times \cos \alpha = 53.9136 \times \cos(8,997) = 53.25 \text{ kN}$

**c) Sur charges d'exploitations :**

-charges d'entretien (Q)..... $0,44 \times 12 = 5.28 \text{ kN}$

➤ Donc la charge d'entretien ;  $Q = Q \cos \alpha = 5.28 \times \cos(8.997) = 5.215 \text{ kN}$

**VI.2.3.Détermination de la  $N_{max}^1$  descente de charges :**

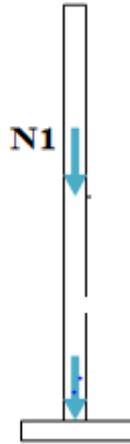


Figure VI.1 : la distribution des efforts pour chaque poteau.

❖ Charges permanentes :

$$G_{toiture} = (G_{couverture} + G_{Accesoir} + G_{panne} + G_{traverse}) \times \cos \alpha + G_{poteau}$$

$$G_{toiture} = (14.472 + 7.2 + 21.804 + 15.412) \times \cos (8,997) + 8.83 = 66.99 \text{ kn}$$

VI.2.4. Calcul de  $N_{max}^1$  :

➤ A l'ELU :

$$N_{max}^1 = \max (N_{u1} ; N_{u2} ; N_{u3})$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 1,35 \times 66.99 + 1,35(5.215 + 53.25) = 169.36 \text{ kn}$$

$$N_{u2} = 1,35G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 66.99 + 1,5 \times 5.215 = 98.259 \text{ kn}$$

$$N_{u3} = 1,35G + 1,5 \times S = 1,35 \times 66.99 + 1,5 \times 53.25 = 170.31 \text{ kn}$$

$$N_{max}^1 = \max (169.36 ; 98.259 ; 170.31)$$

$$N_{max}^1 = \mathbf{170.31 \text{ kn}}$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ Avec :}$$

$N_{max}$  : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_{M0}$  : Coefficient partiel de sécurité.

$$N_{max} \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{170.31 \times 1,1 \times 10}{235} = 7.97 \text{ Cm}^2$$

On choisit un **HEA 450**

VI.2.5. Vérifications aux flambements:

On doit vérifier la condition suivante:

$$N_{\max} \leq \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{M0}}$$

### VI.2.6. Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_i$ :

$$l_{ky} = 0,7 \times 10 = 7 \text{ m}$$

$$l_{kz} = 0,7 \times 10 = 7 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{700}{18.92} = 36.99$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{700}{7.29} = 96.02$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{36.99}{93,9} \times 1 = 0,393$$

Autour de  $YY'$  → Courbe b  $\implies \chi_y = 0,934$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{96.02}{93,9} \times 1 = 1.02$$

Autour de  $ZZ'$  → Courbe c  $\implies \chi_z = 0.528$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,528$$

$$N_{\max} = \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \times 235 \times 17800 \times 0,528}{1,1} = 2007.84 \text{ Kn}$$

$N_{max}^1 = 184.626 \text{ kn} < N_{\max} = 2007.84 \text{ Kn} \implies$  poteau vérifie au flambement

Conclusion: On choisit pour tous les poteaux un **HEA450**

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de loin le plus dangereux. Notre site est classé en zone IIa, cela nous conduit à respecter certaines dispositions constructives et à faire une estimation de l'action sismique en se basant sur recommandations du règlement Algérien parasismique RPA 99 version 2003.

### **VII.1. Présentation du logiciel ROBOT :**

Le Robot, un des produits de ROBOT.Autodesk est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique adaptés au construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

### **VII.2. Modélisation :**

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

### **VII.3. Analyse de la structure :**

#### **3.1. Type d'analyse :**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
  - Poids propre de la structure.
  - Les effets dus aux actions climatiques.
- Les chargements dynamiques :
  - Les effets sismiques.

#### **3.2. Méthodes de calcul :**

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.

### 3.2.1. La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de repense. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

#### a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone II<sub>a</sub> et un Groupe d'usage 3

Nous trouverons :  $A = 0.1$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

$D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

**T1, T2** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du[RPA99/ version 2003], site (**S3**) :

$$\begin{cases} T1 (sec) = 0.15s \\ T2 (sec) = 0.5s \end{cases}$$

( $\eta$ ) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

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

$\xi$  : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V 2003

Nous avons une structure en portiques, Donc  $\xi = 4\%$

D'où :  $\eta = 1.08 > 0.7$

$$\eta = 1$$

#### Estimation de la période fondamentale :

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 est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 11.9m$$

$C_T$ : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

« Contreventement assuré par portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie »

$$D'où : C_T = 0.085$$

$$Donc : T = C_T h_N^{3/4} = 0.085 \cdot 11.9^{(3/4)} = 0.5446 s$$

$$T_2 = 0.5s < T = 0.5446s$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

Où  $D$  est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal**

$$dx = 72 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0,126\text{s}$$

- **Sens longitudinale**

$$dy = 48 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 0,154\text{s}$$

D'après le **RPA 99/version 2003**, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min (T; T_x) = \min (0,545\text{s}; 0,126\text{s}) \Rightarrow T_x = 0,126\text{s}$$

$$T_y = \min (T; T_y) = \min (0,545\text{s}; 0,154\text{s}) \Rightarrow T_y = 0,154\text{s}$$

$T_x$  et  $T_y$  sont inférieure à  $T_2 = 0,5\text{s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

**Sens longitudinal** :  $R_x = 4$  (Ossature contreventée par palées triangulées en X).

**Sens transversal** :  $R_y = 5$  (Portique auto stable).

$$\text{Donc : } R_x = 5 \quad \text{et} \quad R_y = 4$$

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

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

Critère de qualité « q »	$P_q(x)$	$P_q(Y)$
1. conditions minimales sur les files porteuses	0.05	0
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. régularité en plan	0	0

4. régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum_{1}^{6} P_q$	<b>0.1</b>	<b>0.05</b>

Tableau VII. 1: Pénalité de vérification.

$$Q_x = 1 + 0.1 = 1.1$$

$$Q_y = 1 + 0.05 = 1.05$$

**W** : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

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

**W<sub>Gi</sub>**: Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>**: Charge d'exploitation.

**β**: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas : **β = 0.5**

**Calcul des W<sub>Gi</sub> pour le hangar :**

élément	nombre	Masse (KG /m)	Dimension	Poids(t)
Poteau :HEA 450	39	140	10	54.60
Traverse : IPE 550	52	105.5	12	65.832
Panne : IPE 160	572	15.8	6	54.2256
Panne	36	15.8	6	3.4128

sablier :IPE160				
Lisse de bardage UPE130	196	13.74	6	16.1582
Bardege : Panneau sandwich	/	8.08	(72X10X2)- (2X10)=1420 ((24X10)+(24X0.95))x2- ((5X6)x2)-(6x2)=433.6	14.9771
Couverture : Panneau de couverture	/	10.05	12.15X72X4= 3499.2	35.167
Potelet :IPE 360	12	4 (11.9) 8(10.95)	57.1	92.639
L'acrotère :IPE120	48	10.4	2	0.9984
Accessoire : Assemblage	/	5	4521.1	22.61
Cornière L (90X90X8)	32	10.9	7.82	2.724
Totale $W_{Gi}$	/	/	/	363.344

Tableau VII. 2 : Calcul des  $W_{Gi}$ 

$$W_{Gi} = 3633.44 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = P \times L = 0.444 \times 72 = 31.968 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W_i = 3633.44 + 0.5 \times 31.968 = 3649.424 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.1 \cdot 1.05 \cdot 2.7}{5} 3649.424 \Rightarrow V_y = 206.922 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{0.1 \cdot 1.1 \cdot 2.7}{4} 3649.424 \Rightarrow V_x = 270.970 \text{ KN}$$

## VII.4. La méthode modale spectrale :

### 4.1 Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### 4.2 Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

Les coefficients  $A, \eta, R, T_1, T_2, Q$  (déjà déterminés plus haut) .

#### ▪ Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

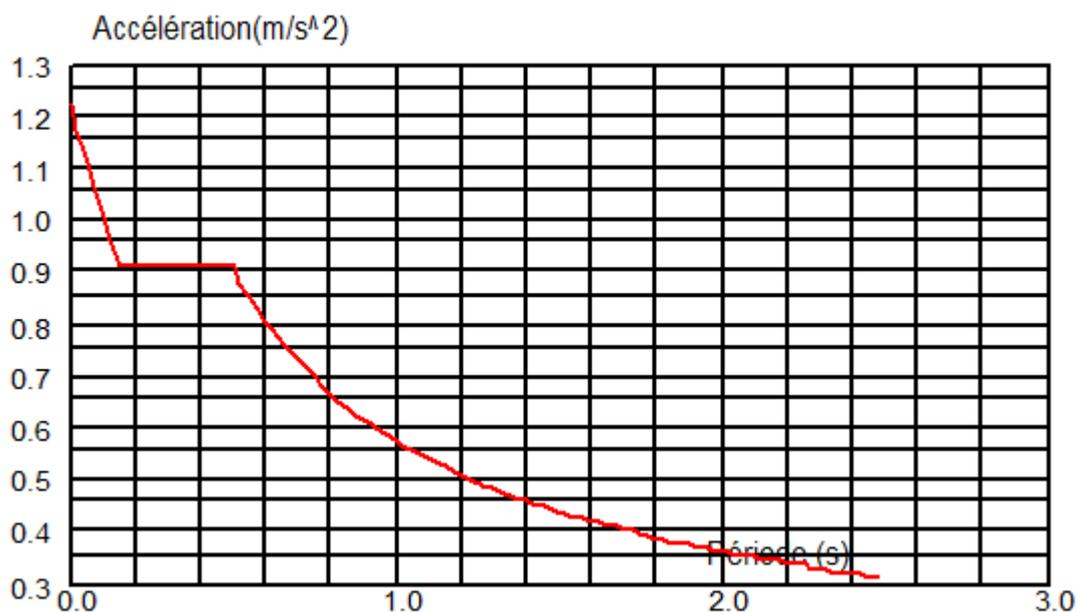


Figure VII. 1: Schéma du spectre de réponse suivant X.



Figure VII. 2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.

#### 4.3 Nombre de modes de vibrations à considérer :

Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

## 4.4 Résultat de calcul :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
11/ 1	1,46	0,68	64,29	0,00	0,0	64,29	0,00	0,0
11/ 2	1,85	0,54	64,29	57,94	0,0	0,00	57,94	0,0
11/ 3	1,86	0,54	64,29	59,85	0,0	0,00	1,91	0,0
11/ 4	1,86	0,54	64,29	60,80	0,0	0,00	0,95	0,0
11/ 5	1,86	0,54	64,29	61,29	0,0	0,00	0,49	0,0
11/ 6	1,87	0,54	64,29	63,28	0,0	0,00	2,00	0,0
11/ 7	1,87	0,53	64,29	63,28	0,0	0,00	0,00	0,0
11/ 8	1,88	0,53	64,29	63,43	0,0	0,00	0,14	0,0
11/ 9	1,88	0,53	64,29	63,50	0,0	0,00	0,07	0,0
11/ 10	2,00	0,50	64,29	63,78	0,0	0,00	0,29	0,0
11/ 11	2,01	0,50	64,29	63,78	0,0	0,00	0,00	0,0
11/ 12	2,14	0,47	64,29	63,79	0,0	0,00	0,01	0,0
11/ 13	2,17	0,46	64,29	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0
11/ 14	2,21	0,45	64,29	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0
11/ 15	2,26	0,44	64,29	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0
11/ 16	2,26	0,44	64,29	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0
11/ 17	2,26	0,44	64,29	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0
11/ 18	2,45	0,41	64,29	64,20	0,0	0,00	0,41	0,0
11/ 19	2,48	0,40	64,29	64,27	0,0	0,00	0,08	0,0
11/ 20	2,49	0,40	64,29	64,28	0,0	0,00	0,00	0,0
11/ 21	2,56	0,39	64,29	74,96	0,0	0,00	10,69	0,0
11/ 22	2,63	0,38	64,29	88,91	0,0	0,00	13,95	0,0
11/ 23	2,69	0,37	64,78	88,91	0,0	0,48	0,00	0,0
11/ 24	2,69	0,37	64,81	88,91	0,0	0,03	0,00	0,0
11/ 25	2,84	0,35	64,81	89,15	0,0	0,00	0,24	0,0
11/ 26	2,87	0,35	64,81	91,28	0,0	0,00	2,13	0,0
11/ 27	3,25	0,31	64,85	91,28	0,0	0,04	0,00	0,0
11/ 28	3,25	0,31	64,99	91,28	0,0	0,14	0,00	0,0
11/ 29	3,25	0,31	65,04	91,28	0,0	0,06	0,00	0,0
11/ 30	3,25	0,31	65,42	91,28	0,0	0,38	0,00	0,0

Tableau VII.3.: Pourcentage de participation de masse.

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 30 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

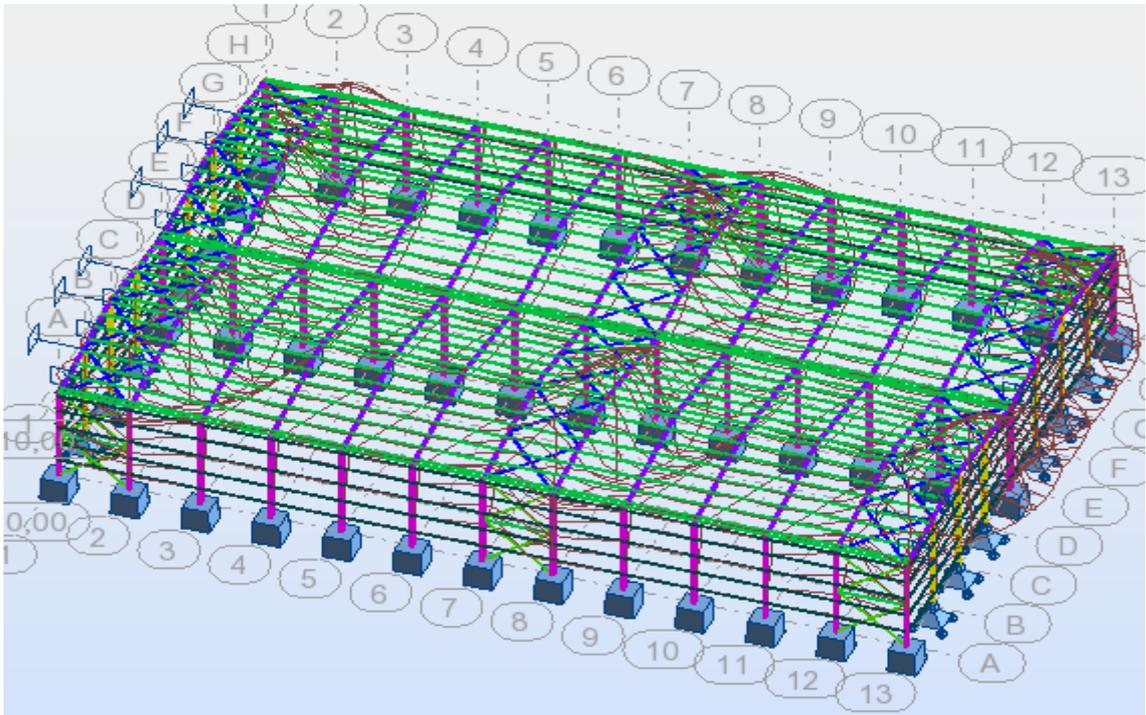
Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

**b. Les réponses modales de la structure :**

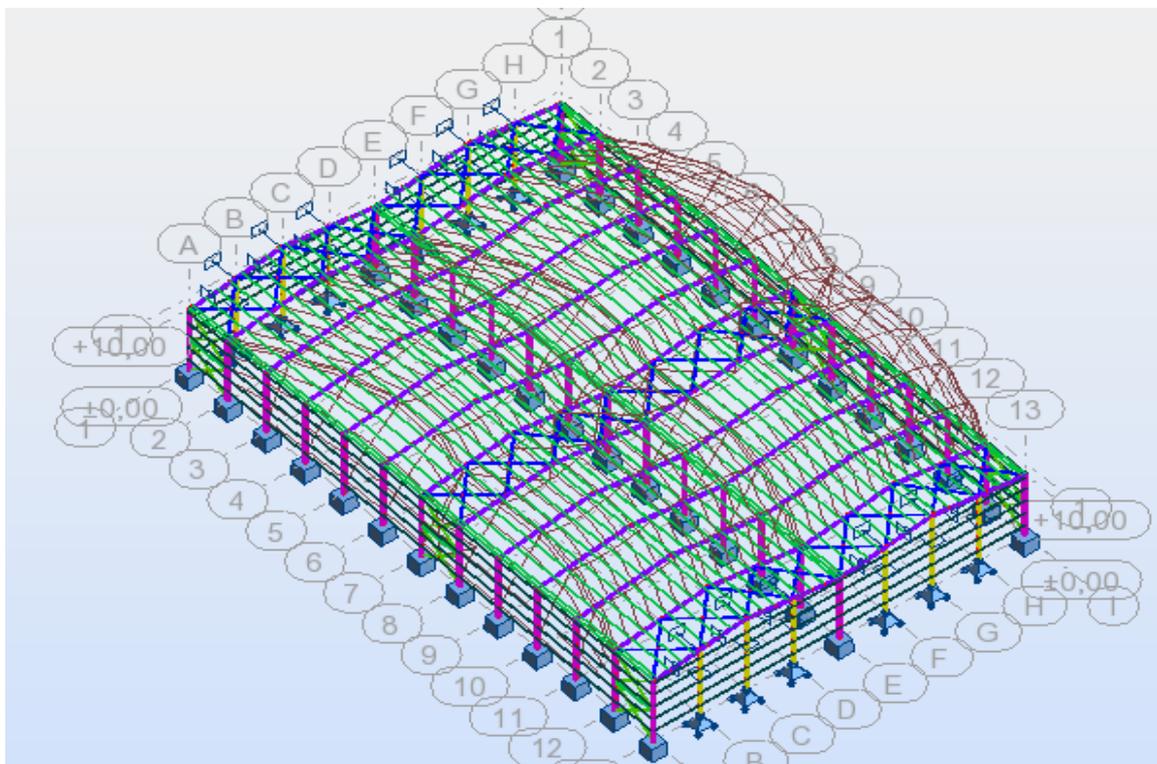
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

**Mode 1 : Translation suivant X-X, période  $T = 0.68s$ , taux de participation de la masse 64.29**

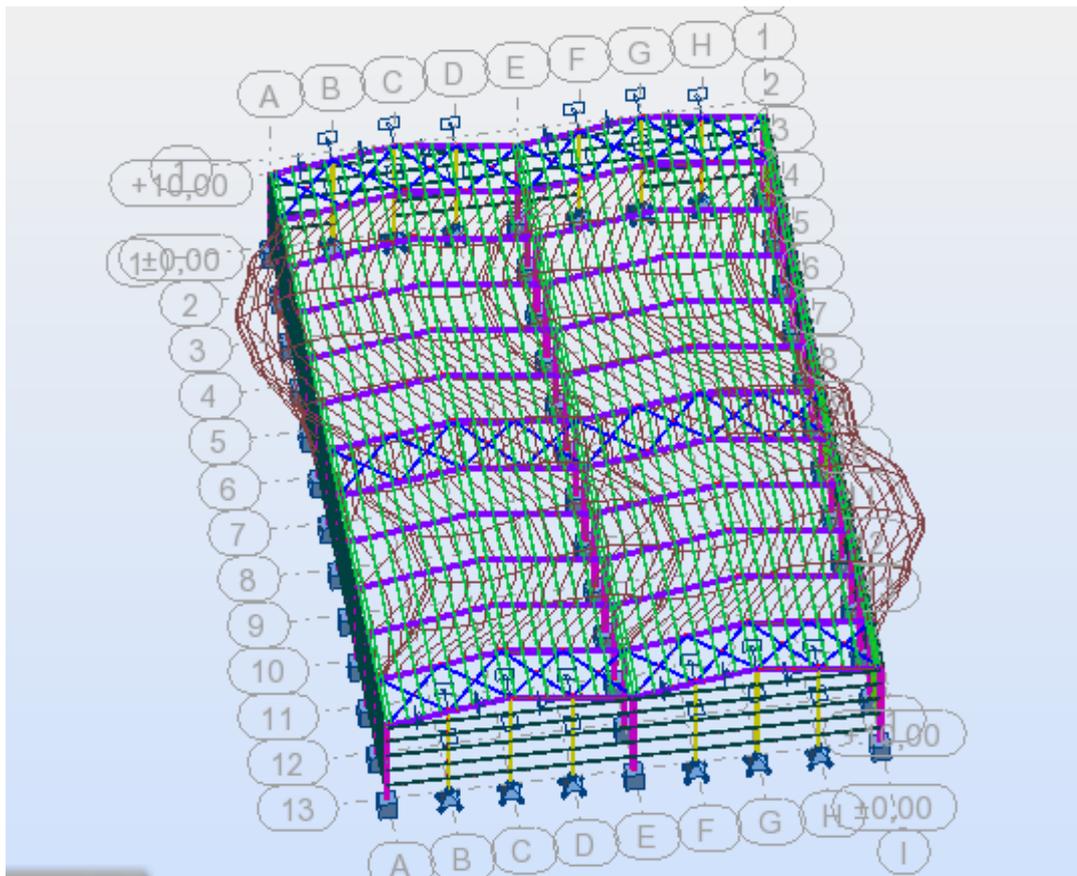


**Figure VII. 3: Mode de déformation (01).**

**Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période  $T = 0.54 s$ , taux de participation de la masse 57.94%**



**Figure VII. 4: Mode de déformation (2).**

**Mode 3 : Rotation autour de Z-Z , période T = 0.54 s****Figure VII. 5: Mode de déformation (3).****4.5 Analyse des résultats :**

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

**a) Les combinaisons de calcul :****Notation :**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

- V1 : Vent sur le pignon.
- V2 : Vent sur le long pan.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + V1	G + Q + E <sub>x</sub>
1.35(G + Q + S)	G + V2	G + Q + E <sub>y</sub>
1.35(G + Q + V <sub>1</sub> )	G + Q	0.8G + E <sub>x</sub>
1.35(G + Q + V <sub>2</sub> )	G + S	0.8G - E <sub>x</sub>
1.35G + 1.5V <sub>1</sub>	G+0,9(Q+S)	0.8G - E <sub>y</sub>
1.35G + 1.5V <sub>2</sub>	G+0,9(Q+V <sub>1</sub> )	0.8G +E <sub>y</sub>
	G+0,9(Q+V <sub>2</sub> )	G + Q + 1.2E <sub>x</sub>
		G + Q + 1.2E <sub>y</sub>

Tableau VII.4 : Combinaisons de calcul.

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

**b) Résultantes des forces sismiques de calcul :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statiqueéquivalente

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	270.970	216.776	1206.58	Vérifiée
Sens yy	206.922	165.538	1850.69	Vérifiée

Tableau VII.5: Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...)

### VII.5. Vérification des déplacements :

#### 1<sup>er</sup> Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

- **Déplacement horizontal :**

$h/150$  Sans charge du vent

$h / 125$  Avec charge du vent[EC3 Art 4.2.2(1) I]

Ou  $h$  : hauteur du poteau

- **Déplacement vertical :**

$L/200$

Avec :  $L$  : longueur de la travée[EC3 tab 4.1]

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
<b>Suivant X</b>	$1.35(G+ Q + V_1)$	$1.35(G + Q + S)$	0.6	0.5
<b>Suivant Y</b>	$1.35(G+ Q + V_1)$	$1.35(G + Q + S)$	4.4	2
<b>Suivant Z</b>	$G + V_1$	$1.35G + 1.5Q$	5.3	0

**Tableau VII.6: Déplacement max en situation durable.**

$$h/150 = 1000 / 150 = 6.67 \text{ cm}$$

$$h / 125 = 1000 / 125 = 8 \text{ cm}$$

$$L / 200 = 2400 / 200 = 12 \text{ cm}$$

On voit que les déplacements maximaux suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

**2<sup>ème</sup> Cas : situation accidentelle :**

Le **D.T.R RPA99 V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (**art 4.4.3**) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à **1%** de la hauteur d'étage (**art 5.10**).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{eK}$$

$\delta$ : Déplacement dû aux forces sismiques.

**R** : coefficient de comportement **R<sub>y</sub>=5** et **R<sub>x</sub>=4**

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol .

Niveau	Déplacement (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0.7	5

**Tableau VII.7 : Déplacement relatif des niveaux.**

$$\frac{h}{100} = \frac{1190}{100} = 11.9cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 11,9 cm, donc ils sont vérifiés

**VII.6. Effet de deuxième ordre:**

Les effets de seconde ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

**V<sub>k</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**$\Delta_k$**  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**h<sub>k</sub>**: hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Sens X-X :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (kN)	$V_k$ (kN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	$\theta_k$
11,9	0.7	3649.424	1206.58	11,9	0.059	0.002

**Tableau VII. 8 : Effet P- $\Delta$  suivant X-X.**

$\theta_k = 0.002 < 0,1$ , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	$\theta_k$
11,9	5	3649.424	1850.69	11,9	0.42	0.008

**Tableau VII.9:Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y.**

$\theta_k = 0,008 < 0,1$  donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.



Après avoir modéliser l'ensemble des portiques en y appliquant les différents cas de chargement du vent et de la neige, des charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que l'introduction de l'effort sismique. Sous différents combinaisons ; et à l'aide du logiciel **ROBOT** qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

### VIII.1. Vérification des poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas : le poteau le plus sollicité est le N°25 de hauteur **H=10m** sous la combinaison **(G+1.5V<sub>1</sub>)**; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

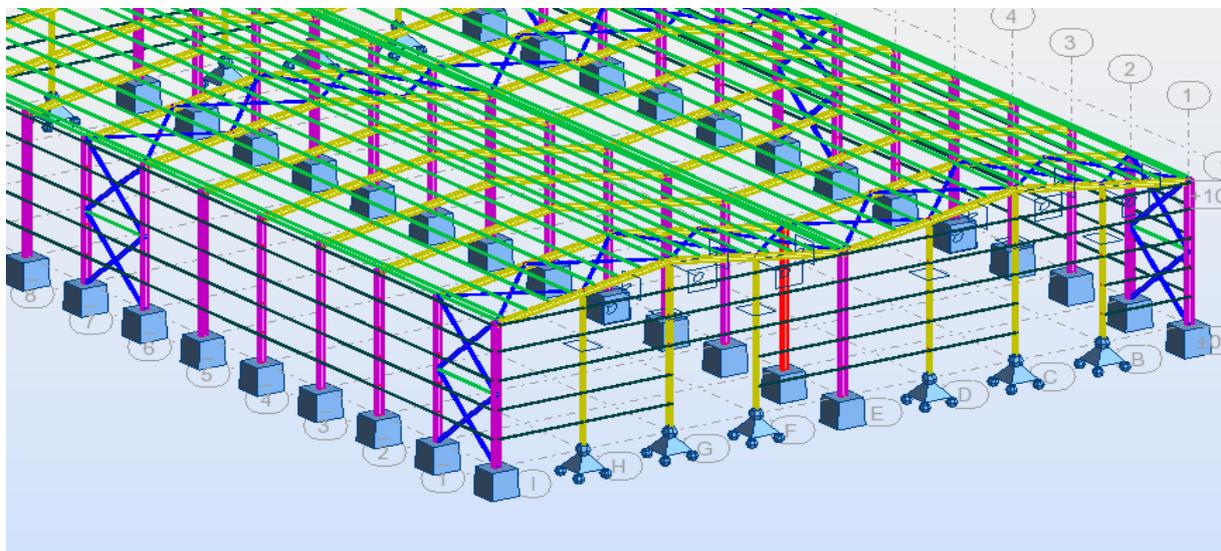


Figure VIII.1. Illustration du poteau le plus sollicité.

*Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :*

h (m)	N MAX (kN)	M <sub>y</sub> MAX(kN.m)	M <sub>z</sub> MAX (kN.m)
25	N <sub>sd</sub> =597.07 Kn M <sub>y</sub> <sup>+</sup> =65.45 M <sub>z</sub> <sup>-</sup> =-11.30	M <sub>y</sub> <sup>+</sup> =567.03 N=-8.46 M <sub>z</sub> =223	M <sub>z</sub> =98.88 M <sub>y</sub> <sup>+</sup> =48.09 N=-2.39

**1. Vérification à la résistance :****Classe de la section :**

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$c / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \varepsilon \Rightarrow 300 / 2 \cdot 21 = 7.14 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Classe de l'âme : (fléchie)**

$$d / t_w = 344 / 11 = 31.27 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc : les poteaux de section **HEA 450** sont de classe **01**.

**2. Vérification de l'effort tranchant :**

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

$V_{sd} = 8.46 \text{ KN}$  (Note de calcul sur la pièce 25 du Robot sous la combinaison **1.35G+1.5V1**)

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{23.5 \times 65.78}{\sqrt{3} \times 1} = 892.48 \text{ KN} > V_{sd}$$

$V_{sd} < 0.5 V_{plRd} \rightarrow$  Pas de réduction du moment plastique.

**a) Incidence de l'effort normal :**

Si  $N_{sd} < \text{Min}(0.25 N_{pl,Rd}, 0.5 A_w f_y / \gamma_{m0})$  : il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25 \times N_{pl,Rd} = 1045.75 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 178 - 2 \times 30 \times 2.1 = 47 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 2091.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \text{min} \left( 0.25 N_{pl,Rd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \text{min}(1045.75 \text{ KN}; 2091.5 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 597.07 \text{ KN} < 1045.75 \text{ KN}$$

**vérifié**

Alors, il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

**3. Vérification de l'élément aux instabilités :**

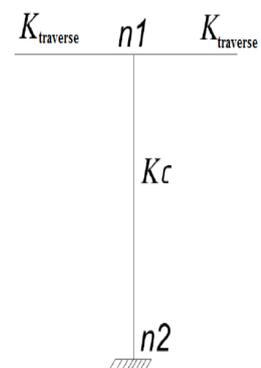
La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

**a) Calcul de  $\chi_{\min}$  :**

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



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

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{Travee}}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement a la base)}$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{63721.06}{1000} = 63.72 \text{ cm}^3$$

$$K_{Travee} = \frac{I_y}{L} = \frac{63721.06}{600} = 106.20 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.375$$

- **Suivant l'axe y-y :**

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0.7 \cdot 1000 / 18.92 = 36.998$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.39 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 440/300 = 1.47 > 1,2$$

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

Axe de flambement y-y  $\longrightarrow$  courbe de flambement a ;  $\alpha = 0.21$  (tableau 3).

$$X_y = 0.955$$

- **Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)**

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0.7 \cdot 1000 / 7.29 = 96.02$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 1.02 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 440/300 = 1.47 > 1,2$$

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

Axe de flambement z-z  $\longrightarrow$  courbe de flambement b ;  $\alpha = 0.34$  (tableau 3).

$$X_z = 0.354$$

Donc :  $\chi_{\min} = 0.354$

**b) Calcul du moment critique :**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} = 3188.258 \text{ Kn.m}$$

Avec :

$$B_w = 1 \quad K = 1 \quad C_1 = 3.348 \quad C_2 = 0 \quad Z_g = 22 \text{ cm} \quad I_w = 4148 \text{ cm}^6 \quad I_t = 234.8 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 9465 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 0.002 < 0.4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

**c) Calcul des coefficients  $K_y$  et  $K_z$  :**

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

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

❖ **Calcul des coefficients réducteurs :**

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

$$\mu_y = 0.39 (2 \cdot 2.65 - 4) + 4.097 = 4.6$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A f_y} = 0.59$$

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

$$\mu_z = 1.02 (2 \cdot 2.46 - 4) + 0.53 = 1.468$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A f_y} = 0.49$$

$$N_{sd} = 597.07 \text{ KN}$$

$$M_{y,Sd} = 65.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 8.46 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 178 \cdot 23.5 / 1 = 4183 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 4183 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 983.005 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 226.9 \text{ Kn.m}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{597.07}{0.354 \cdot 4183} + \frac{0.59 \cdot 65.45}{983.005} + \frac{0.49 \cdot 8.46}{226.9} = 0.46 < 1$$

**Vérification avec le logiciel robot :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
25 Barre_25	 HEA 450	ACIER E24	37.00	96.00	0.08	23 G+1.5V1

**Conclusion :**

Le profilé choisi **HEA450** est adéquat comme poteau

### VIII.2. Vérification de la poutre sablière :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (poutre N°3274) sous la combinaison ( G +1.5 V1)

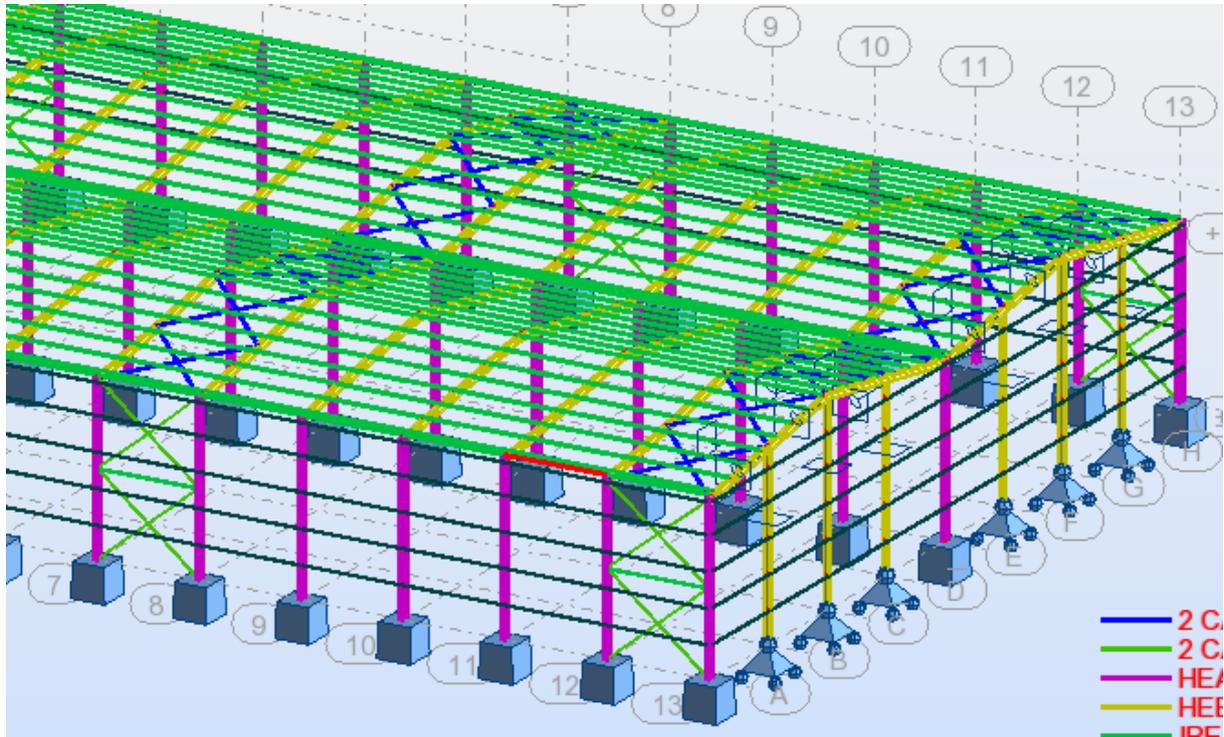


Figure VIII.2: Illustration de la barre la plus sollicité.

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

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

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

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\chi_{min}$

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

Flambement par rapport à l'axe **y-y** (hors plan du portique) :

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le **tableau 5.5.2 de l'Euro code 3**.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6.57} = 31.32$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{31.32}{93.9} = 0.33$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7.4\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.86 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.76$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_z / \lambda = 97.56 / 93.9 = 1.04$$

$$\bar{\lambda} = 1.04 \rightarrow \text{Courbe a=0.21} \rightarrow \chi = 0.638$$

$$\chi_{\text{MIN}} = 0.638$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0.86 \times (2 \cdot 1.3 - 4) + \left( \frac{123.9 - 108.7}{108.7} \right) = -1.064$$

Avec  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.064 \times 75.94}{0.76 \times 20.1 \times 23.5} = 0.22 < 1.5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$N_{sd} = 75.94 \text{ Kn}$$

$$M_{y,sd} = -6.37 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 429.409 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 26.469 \text{ Kn.m}$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{75.94}{0.638 \times 429.409} + \frac{0.22 \times 6.37}{26.469} = 0.33 \leq 1 \text{ Vérifier}$$

### conclusion

L' IPE 160 est adéquat pour la panne sablière.

### VIII.3 : Vérification des traverses :

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°3429 et de longueur  $L = 12.15 \text{ m}$  ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

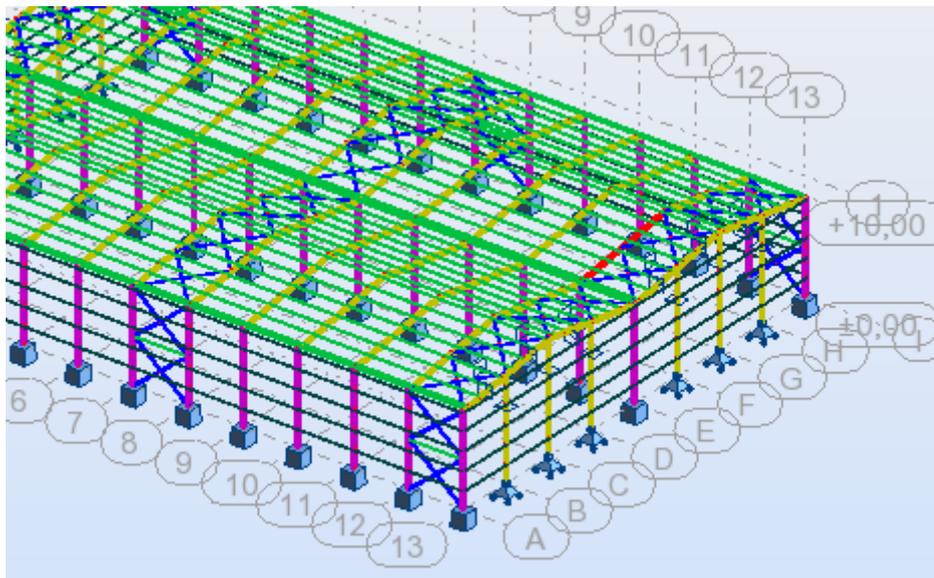


Figure VIII.3: Illustration de la traverse la plus sollicitée.

#### 1- Vérification de la section à la résistance :

##### a) Bilan des efforts :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°3429) sous la combinaison (G+1.5 V1)

$$M_{ysd}^{\max} = 430.93 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}^{\max} = 365.74 \text{ KN}$$

$$V_{zsd}^{\max} = -122.06 \text{ KN}$$

##### b) Classe de la section

- Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{21}{1.72} = 6.39 \leq 10\epsilon$$

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

• **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

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

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{365.74}{1.11 \times 23.5} = 14.02$$

$$\alpha = \frac{1}{46.76} \left( \frac{46.76 + 14.02}{2} \right) = 0.65 \leq 1$$

$$0.65 > 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{46.76}{11.1} = 4.21$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.65 - 1)} = 53.08$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

La section de **IPE550** est de **classe 01**

**b) Incidence de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = -122.06 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{72.34 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 988.366 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{122.06}{988366} = 0.123 < 0.5$$

Alors ; l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

**c) Incidence de l'effort normal :**

Si  $N_{sd} < \text{Min}(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$  : il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 365.74 \text{ Kn}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{134 \times 23.5}{1} = 3149 \text{ KN}$$

$$0.25 \times N_{pl,rd} = 1162.075 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 134 - 2 \times 21 \times 1.72 = 61.76 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 725.68 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \min \left( 0.25 N_{plrd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \min (1162.075 \text{ KN} \quad 725.075 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 365.72 \text{ KN} < 725.075 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

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

➤ **Vérification de la résistance de la section transversale :**

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 \times 23.5}{1} = 654.945 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 430.74 \text{ KN.m} < M_{plyrd} = 654.945 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

**2- Vérification de l'élément aux instabilités :**

➤ **Flexion composée avec risque de flambement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

➤ **Flexion composée avec risque de déversement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

**Calcul du coefficient de réduction pour le flambement  $\chi_{\min}$  :**

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$$

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

Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1200}{\cos 8.977} = 1200 \text{ cm (Longueur total de la traverse)}$$

L'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1200}{22.35} = 53.69$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

Avec :  $B_A = 1$  pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3.14 \times \left[ \frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{53.69}{93.9} \right) = 0.76$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2.62 > 1.2$$

Axe de flambement y-y  $\rightarrow$  courbe de flambement a  $\rightarrow \alpha_y = 0,21$

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

$$\phi_y = 0,5 \times \left[ 1 + 0,21 \times (0,76 - 0,2) + 0,76^2 \right] = 0,84$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,84 + \sqrt{0,84^2 - 0,76^2}}$$

$$\chi_y = 0,83$$

► **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique) :**

Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{600}{\cos 8,997} = 607,47 \text{ cm (Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent)}$$

avec  $l = 600 \text{ cm}$  (Longuer max delapoutreauvent)

L'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{607,47}{4,47} = 135,90$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{82,09}{93,9} \right) = 0,87$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,622 > 1,2$$

Axe de flambement z-z  $\rightarrow$  courbe de flambement b  $\rightarrow \alpha_z = 0,34$

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

$$\phi_z = 0,5 \times \left[ 1 + 0,34 \times (0,87 - 0,2) + 0,87^2 \right] = 0,9$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,90 + \sqrt{0,9^2 - 0,87^2}}$$

$$\chi_z = 0,88$$

$$\text{Donc : } \kappa_{\min} = \min (\kappa_y, \kappa_z) = \min (0,83, 0,88) = 0,83$$

**Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

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

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

Avec :

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$  pour les sections laminées. (C'est notre cas)

$\alpha_{LT} = 0,49$  pour les sections soudées.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} : \text{L'élanement réduit pour le déversement.}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$$

$\lambda_{LT}$  : Élanement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{c_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

**HEB 550** :  $i_z = 4.45$  cm,  $h = 55$  cm,  $t_f = 1.72$  cm

$$L = \frac{600}{\cos 8,997} = 607.47 \text{ cm} : \text{Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent.}$$

$$c_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec } M_a \prec M_b \quad \text{Moment aux extrémités du tronçon.}$$

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$$M_a = -19.22 \text{ Kn.m et } M_b = 532.85 \text{ Kn.m}$$

(Résultats obtenus à partir du logiciel ROBOT)

$$\Psi = \frac{-19,22}{532,85} = -0.036$$

$$\Rightarrow c_1 = 1.88 - 1.4(-0.036) + 0.52(-0.036)^2 = 1.93 \leq 2.7$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{\frac{607.47}{7.08}}{(1.93)^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{607.47}{\frac{40}{2.4}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 49.942$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{49.942}{93.9} \right) = 0.53$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,53 - 0,2) + 0,53^2] = 0,675$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,675 + \sqrt{0,675^2 - 0,55^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,94 < 1 \longrightarrow OK$$

**d) Calcul des coefficients k :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1$$

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

$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$  : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

**Application numérique :**

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7(-0,036) = 1,825$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,87 \times 1,825 - 0,15 = 0,088 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,088 \times 365,74}{0,88 \times 134 \times 23,5} = 0,99 \leq 1$$

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

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

**Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y.**

D'après la figure 5.5.3 du CCM97 :

$$\Psi = \frac{-19,22}{532,85} = -0,036$$

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$MQ = |\max M| = 532,85 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = |532,85| + |-19,22| = 552,07 \text{ KN.m}$$

$\beta_{MQ} = 1,3$  Cas d'une charge uniformément répartie.

$$\beta_{My} = 1,825 + \frac{532,85}{552,07} \times (1,3 - 1,825) = 1,32$$

$$\text{Donc : } \mu_y = 0,76 \times (2 \times 1,32 - 4) + \frac{3231,91 - 2884}{2884} = -0,9129 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0,9129) \times 365,74}{0,83 \times 134 \times 23,5} = 1,086 \leq 1,5$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

**Application numérique :**

$$\frac{365.74}{0.83 \times 3149} + \frac{1.086 \times 430.93}{654.945} = 0.85 < 1$$

➤ **Vérification au déversement :**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

**Application numérique :**

$$\frac{365.74}{0.88 \times 3149} + \frac{0.99 \times 423.61}{0.94 \times 654.945} = 0.81 < 1$$

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.

**Vérification avec le logiciel robot :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
3429 Barre_3429	 IPE 550	ACIER	54.37	272.73	0.92	23 G+1.5V1

**Conclusion :**

Le profilé choisi **IPE550** est adéquat comme traverse.

### VIII.4 : Vérification de la poutre auvent :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°129) sous la combinaison (1.35G+ 1.5V1).

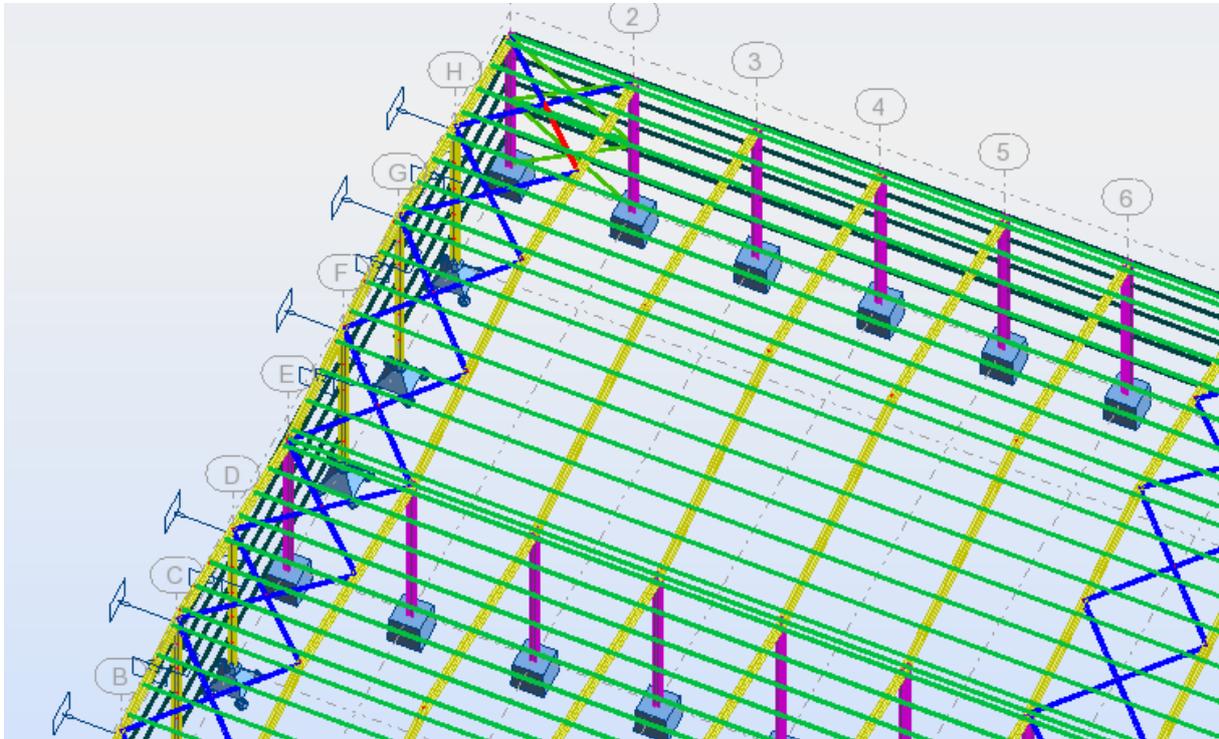


Figure VIII.4: Illustration de la barre la plus sollicitée.

L'effort dans la poutre au vent est :

$$N_{sd}^{MAX} = 142.16 \text{ KN (traction)}$$

#### a) Vérification à la traction :

L'effort de traction  $N_{sd} = 142.16 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a :  $A = 20 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{20 \cdot 23.5}{1} = 470 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 142.16 < N_{rd} = 470 \text{ KN}$  vérifiée

#### Vérification au flambement :

$$\lambda = 427 / 3.04 = 140.46$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 140.46 / 93.9 = 1.496$$

$$\bar{\lambda} = 1.496 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.315$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.315 \times 20 \times 1 \times 23.5 / 1 = 148.05 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 142.16 \text{ Kn} < N_{c,Rd} = 148.05 \text{ Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification avec le logiciel ROBOT :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
58	2 CAE 100x10	ACIER E24	140.56	94.88	0.09	23 G+1.5V1

**Conclusion :**

Le cornière L100x100x10 est adéquate comme diagonale de la poutre au vent.

### VIII.5 : Vérification des palées de stabilités de long pan :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°140) sous la combinaison (1.35G+1.5V1)

L'effort max dans les diagonales est  $N_{max} = 99.97 \text{ Kn}$

$$l_k = l_o = 1.95 \text{ m} = 195 \text{ cm}$$

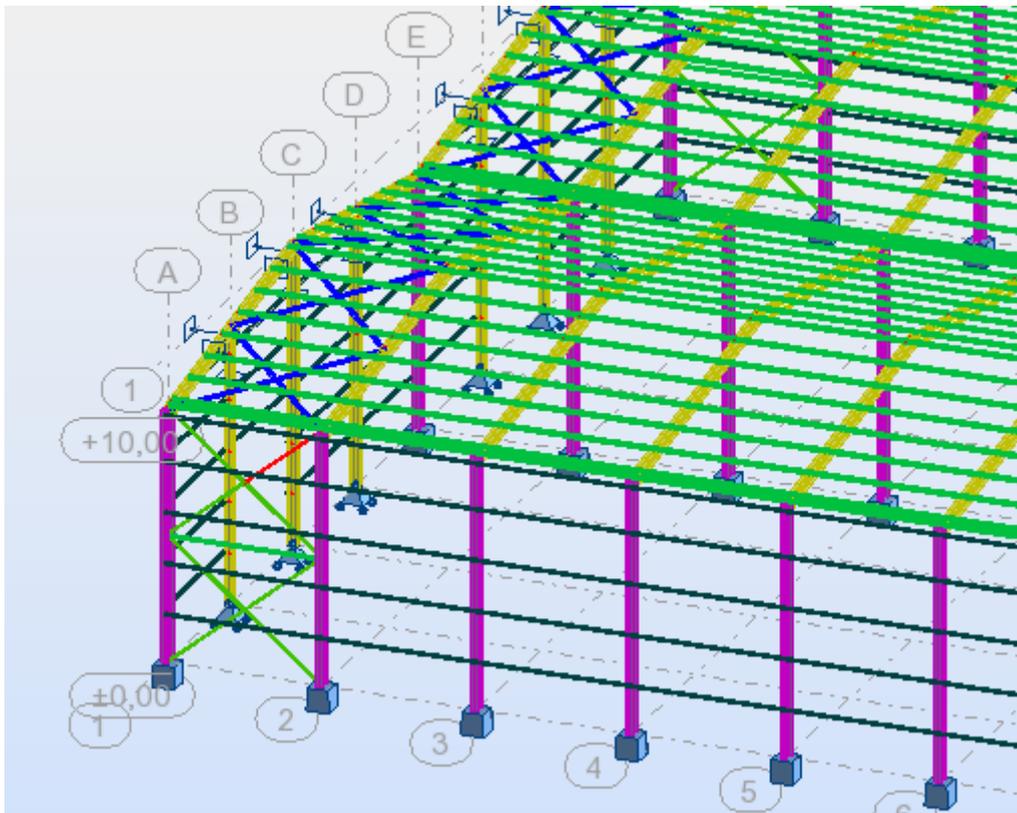


Figure VIII.5: Illustration de la barre la plus sollicitée.

$$\Lambda = 195 / 2.43 = 80.247$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 80.247 / 93.9 = 0.85$$

$$\bar{\lambda} = 0.85 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.631$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.631 \times 12.8 \times 1 \times 23.5 / 1 = 189.805 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 99.97 \text{ Kn} < N_{c,Rd} = 189.805 \text{ Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**Vérification avec le logiciel ROBOT :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
173 CNTVVVVV	 2 CAE 80x8	ACIER E24	160.91	106.26	0.09	23 G+1.5V1

**Conclusion :**

Le cornière L80x80x8 est adéquate comme diagonale de la palée de stabilité.

**6. Résumé des résultats obtenus :**

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Poteaux	<b>HEA450</b>
Traverse	<b>IPE550</b>
Pannes	<b>IPE 160</b>
Palé de stabilité	<b>CAE 80X8</b>
Poutre au vent	<b>CAE 100x10</b>
Potelets	<b>IPE 360</b>
Lisses da bardage	<b>UPE140</b>

**Tableau VIII.1: liste des éléments et de leurs sections choisies**

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.

## 1. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

### a) Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau IX. 1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.**

### b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

**c) Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas, la transmission des efforts s’opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage , le collage , le boulonnage par boulons HR

**d) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 -eurocode3)**

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{MB} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction :  $\gamma_{MB} = 1,50$

**e) Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces , par brossage ou grenailage , pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage , etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

**Tableau IX. 2 : Valeur du coefficient de frottement  $\mu$  selon la surface.**

**2. Rôle des assemblages :**

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

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu’il convient d’assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).-Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.

- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
<b>n</b>									<b>4</b>		
<b>d (mm)</b>	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<b>d<sub>0</sub> (mm)</b>	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<b>A (mm<sup>2</sup>)</b>	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
<b>A<sub>s</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
<b>φ rondelle (mm)</b>	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
<b>φ clé (mm)</b>	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
<b>Tôle usuelle (mm)</b>	2	3	4	5	6	7	8	10,1 4	>14	-	-
<b>Cornière usuelle (mm)</b>	30	35	40	50	60	70	80	120	>12 0	-	-

**Tableau IX. 3: Principales caractéristiques géométrique des boulons.**

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d<sub>0</sub> : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A<sub>s</sub> : section résistante de la partie filetée.

### 3. Calcul d'assemblages :

#### 3.1 Assemblage 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 (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

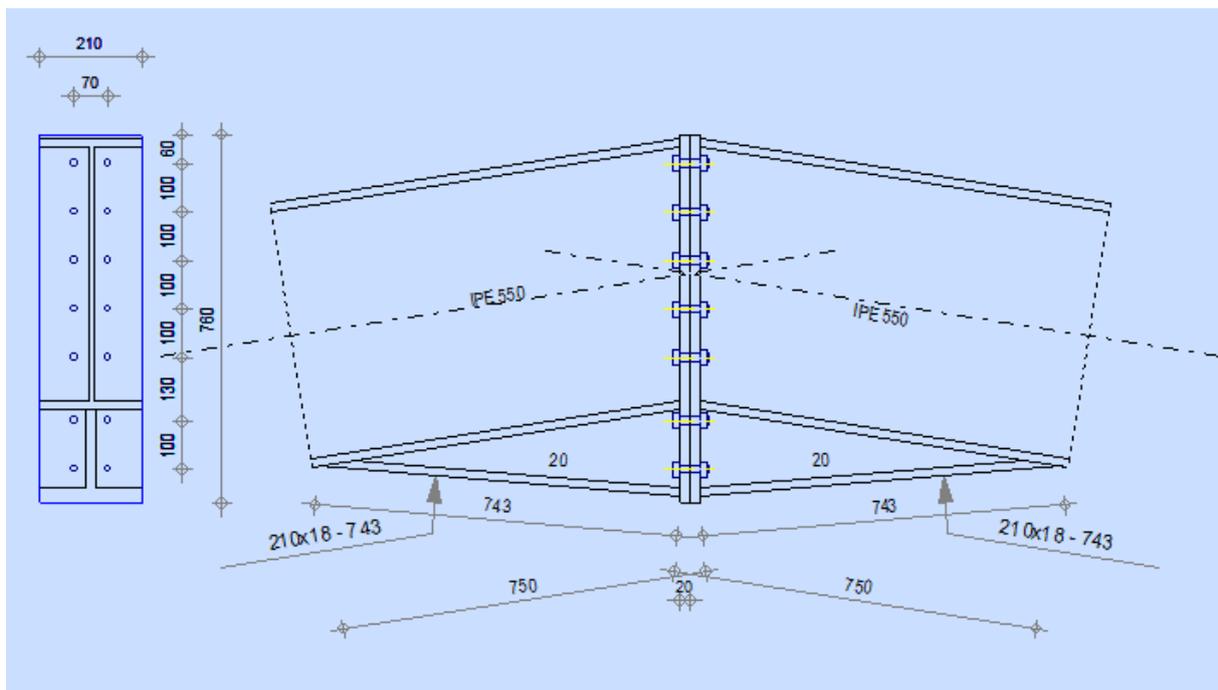


Figure IX. 1: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

#### ❖ Efforts de calcul :

$$M^{\text{Max}} = 629.39 \text{ KN.m.} \quad N^{\text{Max}} = 643.17 \text{ KN.} \quad V^{\text{Max}} = 88.76 \text{ KN.}$$

#### a. Dimensionnements des boulons :

##### ❖ Choix des diamètres des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M24** de classe **10.9**

##### ❖ Disposition des boulons :

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

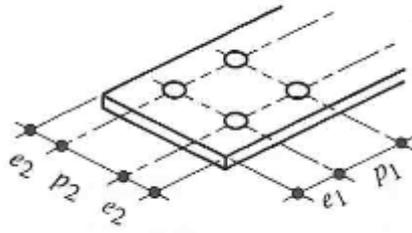


Figure IX. 2 : Désignation des entraxes et des pincées

❖ **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2 d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 26 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 26 = 57.2 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 75 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 26 = 78 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_2 = 100 \text{ mm}$$

❖ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad e_1 \geq 1.2 \times 26 = 31.2 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 60 \text{ mm.}$$

❖ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 26 = 39 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 55 \text{ mm}$$

❖ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 700 \text{ mm} \quad d_2 = 600 \text{ mm} \quad d_3 = 500 \text{ mm} \quad d_4 = 400 \text{ mm}$$

$$d_5 = 300 \text{ mm} \quad d_6 = 170 \text{ mm} \quad d_7 = 70 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 700^2 + 600^2 + 500^2 + 400^2 + 300^2 + 170^2 + 70^2 = 1383800 \text{ mm}^2.$$

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

$$N_1 = \frac{629.39 \cdot 0.7}{1.3838} = 318.379 \text{ Kn}$$

$$N_2 = \frac{629.39 \cdot 0.6}{1.3838} = 272.896 \text{ Kn}$$

$$N_3 = \frac{629.39 \cdot 0.5}{1.3838} = 227.414 \text{ Kn}$$

$$N_4 = \frac{629.39 \cdot 0.4}{1.3838} = 181.931 \text{ Kn}$$

$$N_5 = \frac{629.39 \cdot 0.3}{1.3838} = 136.448 \text{ Kn}$$

$$N_6 = \frac{629.39 \cdot 0.17}{1.3838} = 77.32 \text{ Kn}$$

$$N_7 = \frac{629.39 \cdot 0.07}{1.3838} = 31.838 \text{ Kn}$$

**b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :**

**❖ Vérification au moment résistant :**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

**F<sub>P</sub> = 0.7 × f<sub>ub</sub> × A<sub>S</sub> ..... ( Eurocode 3 chap 6.5.8.3)**

**F<sub>P</sub>**: force de précontrainte dans les boulons.

**f<sub>ub</sub>** : 1000 MPa.

**n** : nombre de boulon par rangé( n = 2 ).

**F<sub>P</sub>**= 0.7 × 1000 × 10<sup>-3</sup> × 353 = 247.1Kn par boulon

Soit : **F<sub>P</sub> = n . F<sub>P</sub>**= 2 . 247.1=**494.20 KN** par rangée.

$$M_R = \frac{494.2 \times 1.3838}{0.70} = 976.963 \text{ Kn.m}$$

**M<sub>sd</sub> = 629.39Kn.m < M<sub>R</sub> = 976.963 Kn.m ..... OK**

**❖ Vérification a l'efforttranchant :**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sdmax}}{n} = \frac{88.76}{14} = 6.34Kn$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 134.782Kn$$

Avec:

**K<sub>s</sub> = 1** : Facteur de forme , trous nominaux. (eurocode 3 chap 6.5.8.1)

**μ = 0.3** : Coefficient de frottement , surface brossée (Eurocode3 chap 6.5.8.3)

**m = 1** : Plan de contact

**F<sub>vsd</sub> = 6.34Kn < F<sub>rd</sub> = 134.782Kn ..... OK**

**Conclusion** : L'assemblage calculé est satisfait

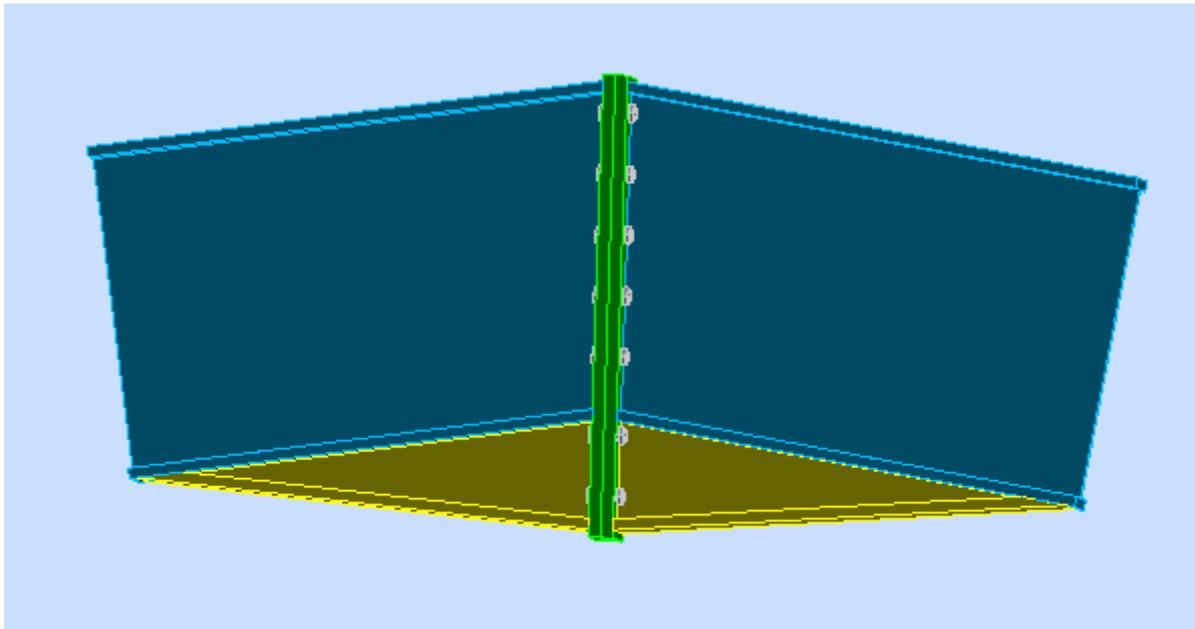


Figure IX. 3: Vue de l'assemblage Traverse - Traverse

### 3.2 Assemblage 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.

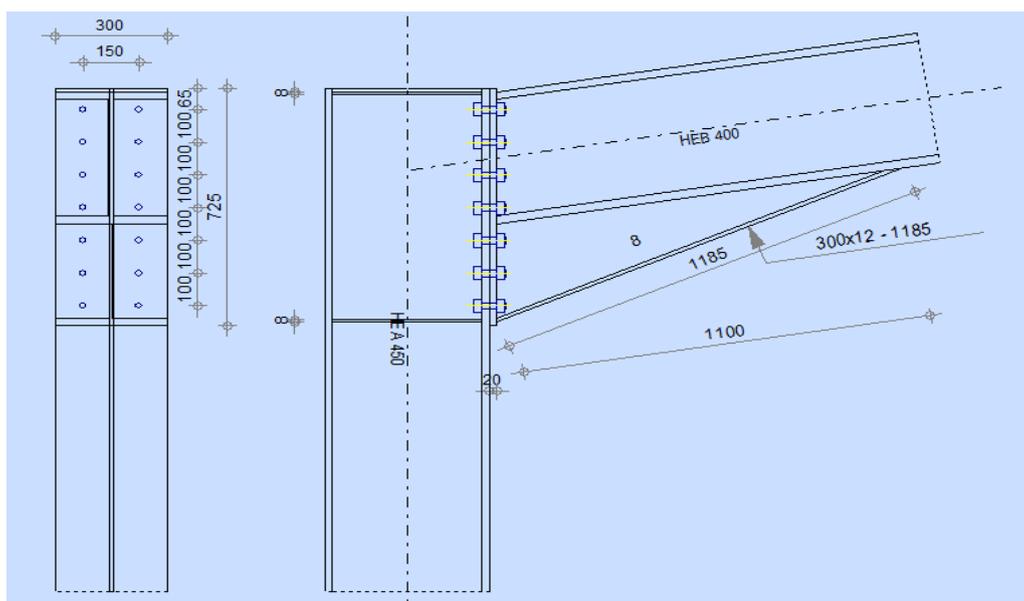


Figure IX. 3: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

## ❖ Efforts de calcul :

$$M_{\max} = 219.69 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\max} = 168.78 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{sdmax}} = 87.84 \text{ KN}$$

**I. Assemblage poteau jarret :****a. Dimensionnements des boulons :**

## ❖ Choix des diamètres des boulons :

On choisit des boulons **M20** de diamètre  $\varnothing 20$  de **classe 10.9**

- **Disposition des boulons :**

## ❖ Distance entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$  (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 2 \cdot 2 \times 22 = 48.4 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 150 \text{ mm}$

## ❖ Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26,4 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 65 \text{ mm.}$

## ❖ Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 75 \text{ mm.}$

## ❖ Détermination des distances dans les boulons :

$$d_1 = 660 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 560 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 460 \text{ mm.}$$

$$d_4 = 360 \text{ mm.}$$

$$d_5 = 260 \text{ mm.}$$

$$d_6 = 160 \text{ mm.}$$

$$d_7 = 60 \text{ mm.}$$

**b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :**

## ❖ calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$D'où : N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

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

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

L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S$$

$$F_P = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN} \quad \text{par boulon.}$$

**Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_P \times \sum d_i^2}{d_i}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

**Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (60^2 + 160^2 + 260^2 + 360^2 + 460^2 + 560^2 + 660^2) = 1187200 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_P \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 1187200}{660} \times 10^{-3} = 616,984 \text{ KNm}$$

$$M_{Sd} = 219,69 \text{ KNm} < 616,984 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

❖ **Vérification sous l'effort tranchant :**

Par boulons :

$$\frac{V_{Sd}}{n} = \frac{87,84}{14} = 6,27 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{Sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_S \times m \times \mu \times F_P}{\gamma_{m2}} = 41,16 \text{ Kn}$$

$$6,27 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 41,16 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

$$F_V < F_{TRd}$$

Avec :

$$F_{TRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t.Rd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$  : entraxe des rangées de boulons. ( $P=100\text{mm}$ ) .

Donc :  $F_{TRd} = 23.5 \times 1.2 \times \frac{10}{1.1} = 256.36 \text{Kn}$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{219.69}{41.9} = 5.243 \text{ KN}$$

$F_V = 5.243 \text{ KN} < F_{TRd} = 256.36 \text{KN} \dots\dots\dots$  **vérifie**

**❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

On doit vérifier que :  $N_{sd} < F_{c.Rd}$

Avec :  $F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot f \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$

Et :  $b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$

- Lorsque :  $\sigma_{c.Sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$

- Lorsque :  $\sigma_{c.Sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c.Sd} / f_y$

Avec :

$\sigma_{c.Sd}$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{87.84}{134} + \frac{219.69 \times 10^2 \times 30}{67120} = 10.469 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 0.469 \text{ KN/cm}^2 < 0.7 \times f_y = 23.5 \times 0.7 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

Donc :  $k_c = 1$

Avec :

$t_p = 30\text{mm}$  : épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 24 \times 2 \times 9 \times \sqrt{2} + 5(21 + 27) + 2 \times 20 = 890.94\text{mm}$$

$t_{fb}$  : épaisseur de la semelle du poutre.

$t_{fc}$  : épaisseur de la semelle du poteau.

$r_c$  : rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

$a_p$  : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

$$\text{- Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\text{- Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

Et :  $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$  : élancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{89.094 \times 34.4 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 12^2}} = 0.22 < 0.72$$

$$\Rightarrow \rho = 1$$

$$\text{On aura : } F_{CRd} = \frac{1.0 \times 1 \times 89.094 \times 1.2 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{1 + 1.3 \times \left(\frac{89.094}{40}\right)^2}} = 837.484 \text{KN}$$

Calcul de  $N_{Sd}$  tq :  $N_{Sd} = \sum N_i$

$\sum N_i$  : La somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M_{Sd} \times d_i}{\sum d_i^2}, M_{Sd} = 219.69 \text{ KN.m}$$

$$N_1 = \frac{M_{Sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{219.69 \times 660 \times 10^{-3}}{1187200 \times 10^{-6}} = 122.132 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{219.69 \times 560 \times 10^{-3}}{1187200 \times 10^{-6}} = 103.627 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{219.69 \times 460 \times 10^{-3}}{1187200 \times 10^{-6}} = 85.122 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{219.69 \times 360 \times 10^{-3}}{1187200 \times 10^{-6}} = 66.617 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{219.69 \times 260 \times 10^{-3}}{1187200 \times 10^{-6}} = 48.112 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{219.69 \times 160 \times 10^{-3}}{1187200 \times 10^{-6}} = 29.609 \text{ KN}$$

$$N_7 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{219.69 \times 60 \times 10^{-3}}{1187200 \times 10^{-6}} = 11.103 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 466.315 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 466.315 \text{ KN} < F_{cRd} = 837.484 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :**

On doit vérifier que :  $F_v \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 \times 23.5 \times 55 \times \frac{1.11}{1.1} = 756.465 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{219.69}{0.539} = 4.123 \text{ KN}$$

$$D'où: F_v = 407.588 \text{ KN} < V_R = 756.465 \text{ KN.}$$

**Vérifié**

**II. Assemblage platine poutre :**

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

**i. Epaisseur de la platine :**

Soit  $e = 20 \text{ mm}$

**ii. Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 11.1 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

**iii. Gorge reliant la semelle :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 17.2 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 8 \text{ mm}$$

**iv. Distribution des efforts sur les différents cordons :**○ **Cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend :  $V / 2 = 87.84 / 2 = 43.92 \text{ Kn}$

○ **Cordon semelle :**

$$L = 2b - t_w = 42 - 11.1 = 309 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 219.69 / 0.309 = 710.971 \text{ Kn}$$

**v. Vérification :**○ **Cordon semelle platine :**

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

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation = 0.8

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

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

$$L = \frac{168.78 \cdot \sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25}{1 \cdot 36} = 8.12 \text{ cm}$$

$$L = 30.9 \text{ cm} > 8.12 \text{ cm}$$

**OK**

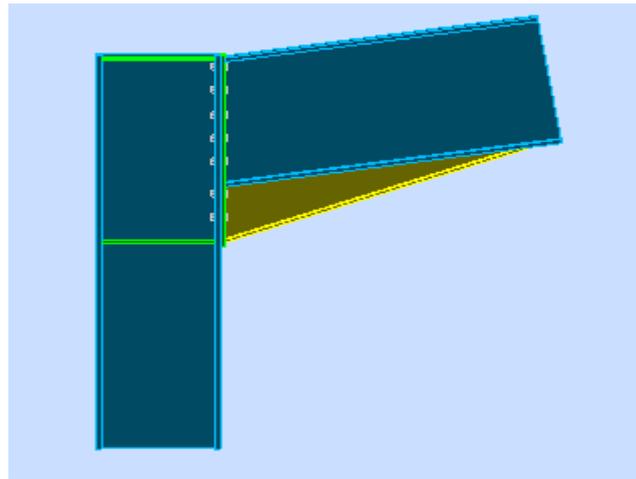


Figure IX. 4: Vue de l'assemblage poteau - Traverse.

### 3.5 Assemblage de l'échantignolle

#### a) Assemblage de l'échantignolle sur la panne :

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{qz} / 2$  (chaque boulon reprend une seule panne).

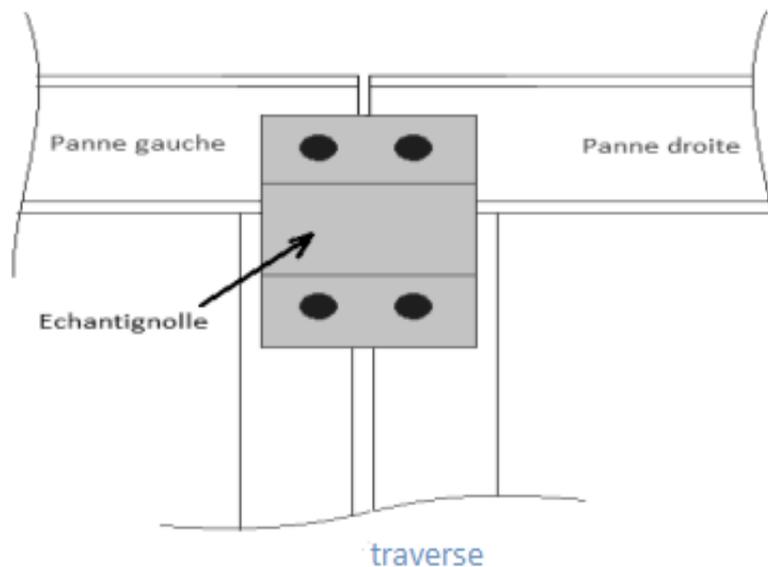


Figure IX.6: Vue de face de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire **M 14** de **classe 6.8** ;  $f_{ub} = 600\text{MPa}$ .

$R_{qz} \text{ max} = 27.15 \text{ KN}$  est celui due au vent (voire chapitre (III) calcul de l'échantignolle).

$$F_{VRD} = \frac{0.5 \cdot A_s \cdot f_b}{\gamma_{mo}} = \frac{0.5 \cdot 1.15 \cdot 60}{1.25} = 27.6 \text{ KN} > \frac{27.15}{2} = 13.57 \text{ KN}$$

→ **OK**      **Vérifier**

❖ **Assemblage de l'échantignolle sur la traverse**

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$V_z = 10.69\text{Kn}$  ;

$V_y = 2.29 \text{ Kn}$

Soit un boulon ordinaire **M 12** de **classe 6.8** ;  $f_{ub} = 600\text{MPa}$ .

$$\frac{F_{Vsd}}{F_{Vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4 \cdot F_{trd}} \leq 1$$

$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.9 \cdot 0.843 \cdot 60 / 1.25 = 36.41 \text{ Kn}$

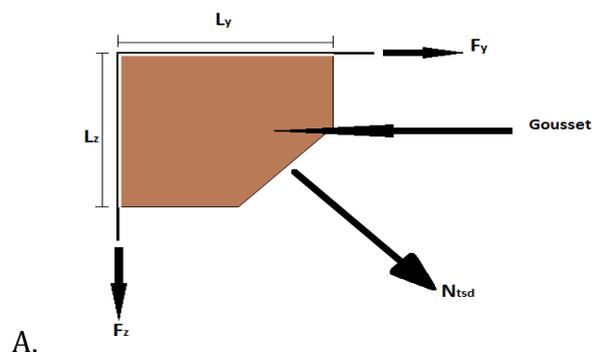
$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.5 \cdot 0.843 \cdot 60 / 1.25 = 20.23 \text{ Kn}$

$\frac{10.69}{20.23} + \frac{2.29}{1.4 \cdot 36.41} = 0.57 \leq 1$       → **Condition vérifiée**

**3.5 Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :**

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :  $N_{t,Sd} = 97.84 \text{ KN}$ .

**1. Assemblage gousset-nœud du portique :**



**Figure IX.7: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.**

**A. Pré dimensionnement du gousset**

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

**Tableau IX. 4: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.**

On a :

$N_{t,sd}=97.84\text{kN}$  ; donc on prend :  $e = 6 \text{ mm}$

**B. Pré dimensionnement de la gorge de soudure**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

avec :

$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 6 \text{ mm}$  (épaisseur du gousset)

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 6\text{mm} = 3\text{mm} \quad \Rightarrow a = 3 \text{ mm}$$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots\dots\dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes :

$$t_{g\alpha} = \frac{5}{6} \Rightarrow \alpha = 39.8^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{sd} \times \cos\alpha = 97.84 \times \cos 39.8 = 75.168 \text{ KN}$$

$$F_z = N_{sd} \times \sin\alpha = 97.84 \times \sin 39.8 = 62.628 \text{ KN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 14.88 \text{ cm} \\ L_z \geq 18.23 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 15 \text{ cm} \\ L_z = 19 \text{ cm} \end{cases}$$

**C. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :**

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons **M 16** de diamètre  $\phi 16$  de **classe 4.8** et on dispose 1 boulon dans chaque rangée.

- **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{v.sd} = \frac{97.84}{2 \times 1} = 48.92 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement des boulons :**

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v.sd} \times \gamma_{Mb}}{0.6 \times f_{ub}} \gamma_{Mb} = 1.25$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{48.92 \times 1.25}{0.6 \times 400} = 0.255 \text{ cm}^2 = 25.5 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types **M(16)** avec  **$A_s = 157 \text{ mm}^2$**

- **Disposition géométrique :**

Profils : **CEB 80×80**

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 21.6 \text{ mm} \quad \text{On prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 39.6 \text{ mm} \quad \text{On prend } p_1 = 60 \text{ mm}$$

**Les Vérifications :**

- **Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$L = (n-1) \times p_1 = (1-1) \times 10 = 0 \text{ cm}$$

$$L < 15d = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

$L < 15d = 24 \text{ cm}$  ; Donc l'assemblage n'est pas long.

- **Vérification à la pression diamétrale :**

$$F_{p.rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min [0.74, 0.86, 4, 1] = 0.74$$

$$F_{p.rd} = 2.5 \times 0.74 \times 1.6 \times 0.6 \times \frac{40}{1.25} = 56.832 \text{ KN}$$

$$F_{p.rd} = 56.832 \text{ KN} > F_{v.sd} = 48.92 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

- **Vérification de la rupture de la section nette :**

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (1 - d_o) \times e = (80 - 18) \times 8 = 496 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_o \times e) - A_1 = 1215 - (18 \times 8) - 496 = 575 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 496}{3 \times 496 + 575} = 0.72$$

$$A_{net} = 2 \times (496 + 0.72 \times 575) = 1820 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = 0.9 \times 1820 \times \frac{400}{1.25} \cdot 10^{-3} = 524.16 \text{ KN} > F_{v.sd} = 48.92 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**2. Assemblage palée en croix de saint André :**

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :**

$$F_{V.Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times 400 \times \frac{157}{1.25} \times 10^{-3} = 75.36 \text{ KN}$$

$$F_{V.Rd} = 75.36 \text{ KN} > F_{v.sd} = 48.92 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à la traction :**

il faut vérifier que:  $N_{sd} < F_{t,rd}$

$$N_{sd} = 168.78 \cdot \cos(39.8) / (1 \times 3) = 43.22 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times 400 \times \frac{157}{1.25} \times 10^{-3} = 45.216 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 43.22 \text{ KN} < F_{t,rd} = 45.216 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

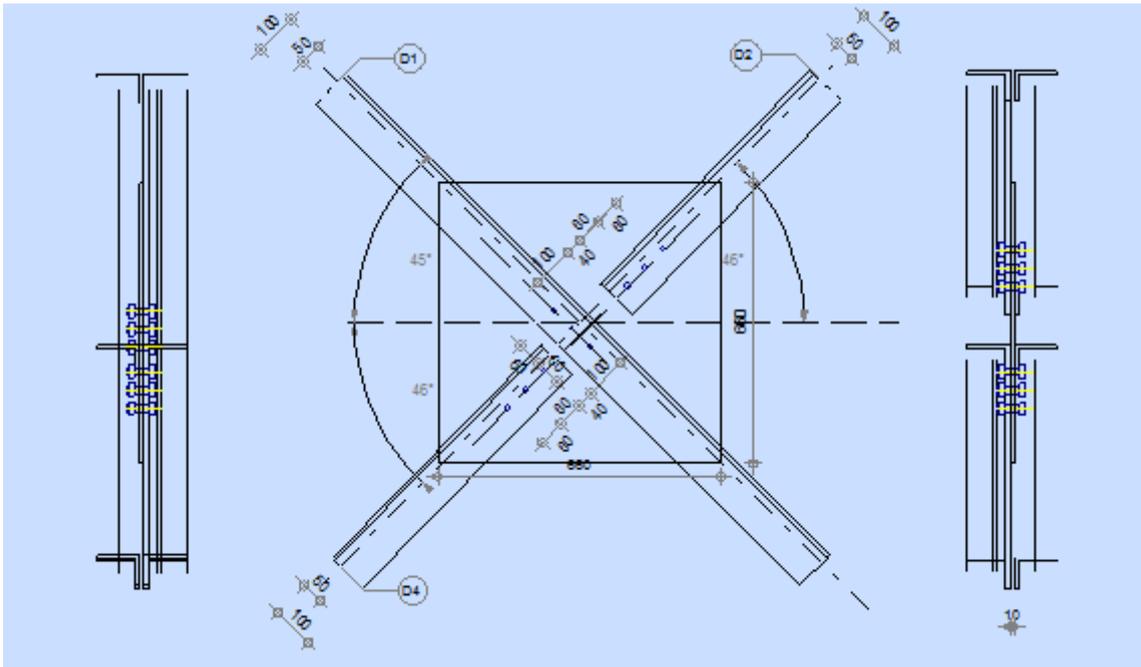


Figure IX.8: Représentation de l'assemblage palées de stabilités.

### 3.6 Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

#### 1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum :  $N = 141.38 \text{ KN}$

On utilise des boulons **M16** de **classe 4.8** soumis au cisaillement d'où:

$$F_{V;sd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

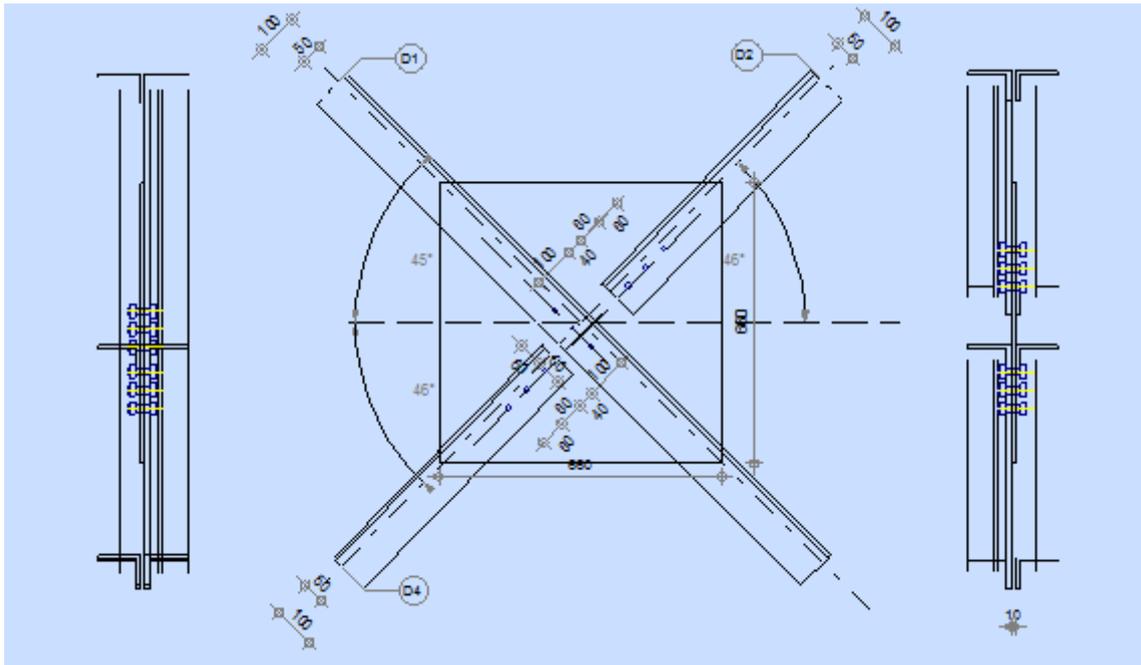


Figure IX.9: Représentation de l'assemblage poutre au vent.

On a des diagonales : L (100\*100\*10)

Boulon M16,  $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{classe 4.8} \\ f_{yb} = 320 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$F_{v, sd} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.5 \cdot 1.57 \cdot 40 / 1.25 = 25.12 \text{ Kn}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_{v, rd} = \frac{N}{n \cdot p}$$

$p$  : nombre de plan de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante:

$$F_{v, sd} \leq F_{v, rd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{v, rd} \times p} = \frac{141.38}{25.12 \times 1} = 5.63$$

Soit :  $n = 3$  Boulons pour chaque cornière.

- **Disposition des boulons:**

$$P_1 \geq 2 \cdot d_0 \quad 2 \times 18 = 36 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 60 \text{ mm}$

$e_1 \geq 1.2d_0$        $e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21.6\text{mm}$       On prend :  $e_1 = 40 \text{ mm}$ .

$e_2 \geq 1.5d_0$        $e_2 \geq 1.5 \times 18 = 27\text{mm}$       On prend :  $e_2 = 40 \text{ mm}$

On opte pour **3** Boulons ordinaires **M16** avec un gousset de **8mm**.

• **Les Vérifications :**

○ **Vérification de la pression diamétrale :  $F_{v.s} \leq F_{p.rd}$**

$$F_{p.rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min [0.74, 0.86, 1.25, 1] = 0.74$$

$$F_{p.rd} = 2.5 \times 0.75 \times 1.6 \times 0.8 \times \frac{40}{1.25} = 76.8 \text{ KN}$$

$$F_{p.rd} = 76.8 \text{ KN} > F_{v.sd} = \frac{141.38}{3} = 47.126\text{KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

○ **Vérification vis-à-vis de la rupture de la section nette :**

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

**Avec :**  $A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (100 - 18) \times 10 = 820 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1915 - (18 \times 10) - 820 = 915 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 820}{3 \times 820 + 915} = 0.73$$

$$A_{net} = 2 \times (820 + 0.73 \times 915) = 2975.9 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0.9 \times 2975.9 \times \frac{400}{1.25} = 857.0592 \text{ KN} > F_{v.sd} = 70.69\text{KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

○ **Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :**

$$L = (n-1) \times P_1 = (3-1) \times 6 = 12\text{cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long.

## 2. Dimensionnement du cordon de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_{\max}$$

Avec :

$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 8 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

## Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3} \quad L_{\text{bord}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

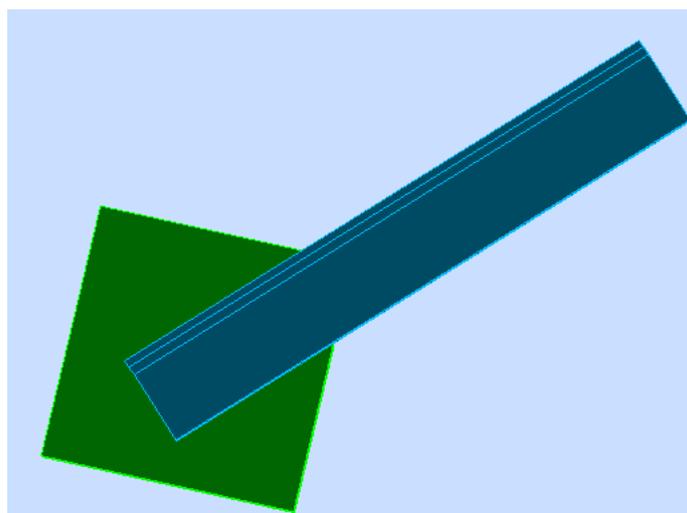


Figure IX.10: Vue de soudure poutre au vent.

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

Avec :

$N$  : effort repris par une cornière  $N=141.38$  KN.

$\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_{m0}=1,25$

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation  $\beta_w = 0.8$

$f_u$  : Résistance limite de rupture  $f_u = 400$  MPa

$a$  : Gorge de la soudure  $a = 4$ mm.

$$L_{bord} \geq \frac{141.38 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 32} = 19.13 \text{ cm}$$

$$L_{bord} = 20 \text{ cm}$$

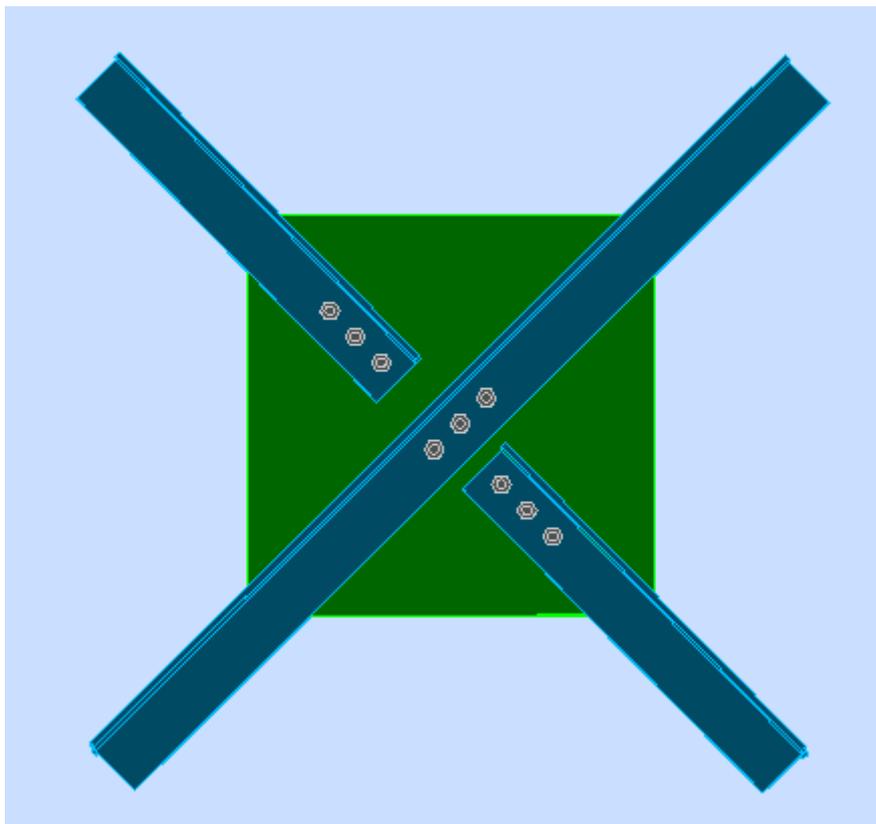


Figure IX.11: Vue de l'assemblage poutre au vent.

## X.1. Calcul de Pied de poteau :

### 1.1. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 597.07 \text{Kn.}(G-1.5V1)$$

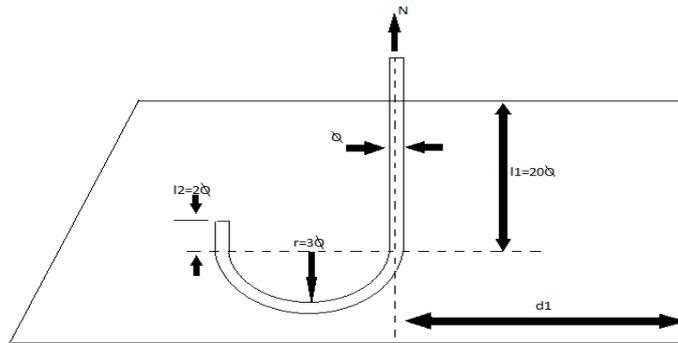


Figure X 1: Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

$h$  : la hauteur de la section HEA450  $\Rightarrow h = 440 \text{ mm}$

$c$  : le débord, donné par :  $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

on prend :  $c = 100 \text{ mm}$

d'où :  $b = h + 2c = 440 + 2 \times 100 = 640 \text{ mm}$

$a = b + 2c = 300 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm}$

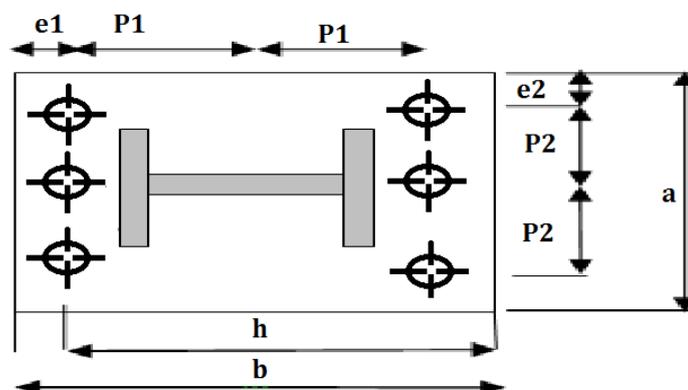


Figure X.2: Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_t$ ).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

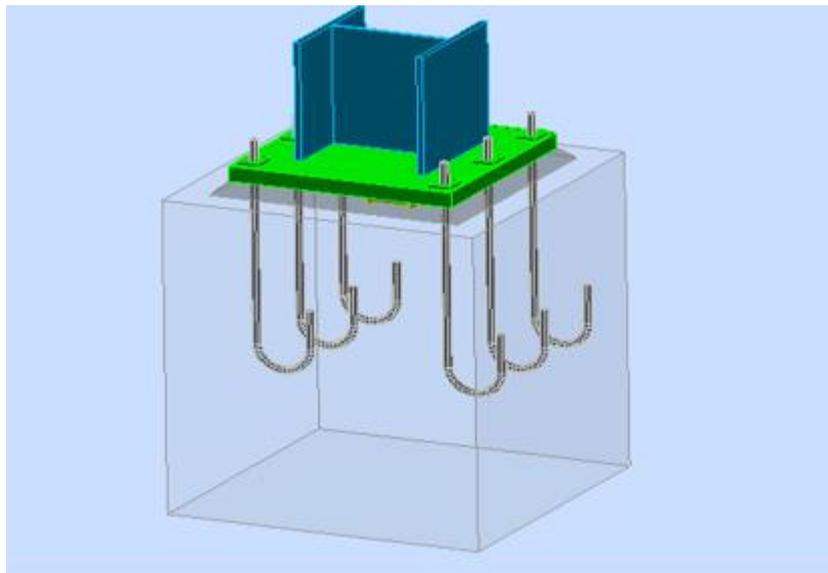
$n$  : nombre de tiges.

$N_t$  : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{3 \cdot \pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 597.07}{3.14 \cdot 3 \cdot 23.5}} = 23.2 \text{ mm}$$



**Figure X.3: Disposition des tiges d'ancrages**

Donc on prend :  $\phi = 2.8 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **28 mm** de diamètre.

#### ❖ Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

$N_a$  : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$g_c$ : Le dosage en ciment = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$$r = 8.4 \text{ cm}$$

$$l_1 = 56 \text{ cm}$$

$$l_2 = 5.6 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 144.75 \text{ Kn} > \frac{N_t}{6} = 99.512 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{567.03}{597.07} = 0.95 \text{ m}$$

$$e = 95 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{54}{6} = 9 \text{ cm}$$

Avec : D : bras de luvier

$$D = b - c = 64 - 10 = 54 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 3 \times \Pi \times R^2 = 28.85 \text{ cm}^2 \quad (\text{A : aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = e + h/2 + c/2 = 122 \text{ cm}$$

$$h = hp + d_1 + d_1/2 = 59 \text{ cm}$$

$$b = 2d_1 + hp = 64 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3.(l-h).h^2 + 90A \frac{l}{b}.h' - 90A \frac{l}{b}.h = 0 \quad h' = 58.99 \text{ cm}$$

❖ **Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 597.07 \times 122}{64 \times 58.99 \left( 59 - \frac{58.99}{3} \right)} = 9.81 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

**Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{597.07}{28.85} \cdot \frac{122 - 59 + \frac{58.99}{3}}{\left( 59 - \frac{58.99}{3} \right)} = 32.26 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

**I.2. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :**

**a. Vérification de la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

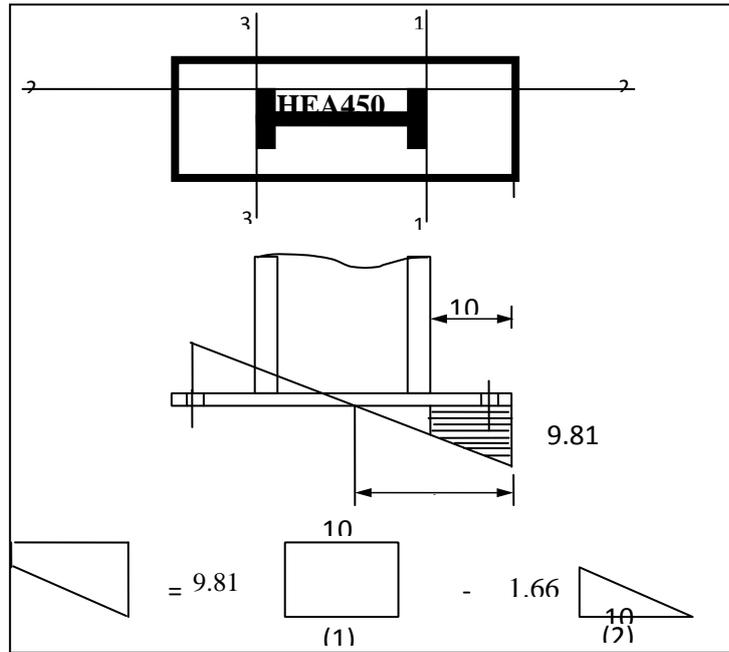


Figure X.4: Vérification de la section 1-1.

$$M_1 = \sigma_b \times d1 \times \frac{d1}{2}$$

$$M_1 = 9.81 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0.4905 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left( 10 \times \frac{1.66}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.055 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.4355 \text{ Kn.m}$$

• le module d'inertie de la platine ou  $b = 1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left( \frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

▪ la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.4355 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 3.33 \text{ cm}$$

$$t \geq 3.33 \text{ cm}$$

## b. Vérification de la section 2-2 :

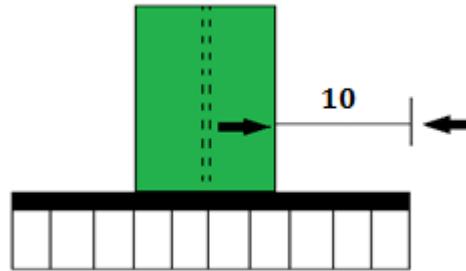


Figure X.5: Vérification de la section 2-2

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = M1 = 0.4905 \text{ Kn.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0.4905 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 3.53 \text{ cm}$$

$$t \geq 3.53 \text{ cm}$$

## c. Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 28.85 \times 32.26 \times 10^{-1} = 93.07 \text{ Kn.m}$$

$$M = 0.1 \cdot 93.07 = 9.307 \text{ Kn.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

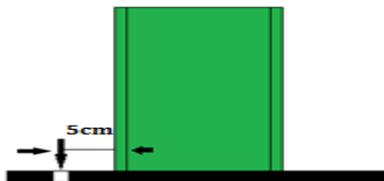


Figure X.6: Vérification de la section 2-2

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{9.307 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 9.307}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0.21 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur :  $t = 4\text{cm}$ .

### IX.2. Calcul de Pied de potelet :(articulé)

Même calcul avec les pieds de poteaux.

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 16.61 \text{ Kn} . \quad ; \quad M = 3.71 \text{ kn.m}$$

$h$  : la hauteur de la section IPE360  $\Rightarrow h = 360 \text{ mm}$

$c$  : le débord, donné par :  $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

on prend :  $c = 100 \text{ mm}$

d'où :  $a = h + 2c = 360 + 2 \times 100 = 560 \text{ mm}$

$b = b + 2c = 170 + 2 \times 100 = 370 \text{ mm}$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_a$ ).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

$n$  : nombre de tiges.

$N_t$  : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 2 tiges :

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 16.61}{3.14 \cdot 23.5}} = 0.67 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $\phi = 2\text{cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **20 mm** de diamètre.

#### ❖ Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

$N_a$  : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$g_c$ : Le dosage en ciment = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$l_1 = 40 \text{ cm}$$

$$l_2 = 4 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 53.13 \text{ Kn} > \frac{N_t}{2} = 8.305 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{3.71}{16.61} = 0.22 \text{ m}$$

$$e = 22 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{46}{6} = 7.66 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \quad (\text{A : aire d'une section de la tige à gauche du poteau})$$

$$l = 45.7 \text{ cm}$$

$$h = 51 \text{ cm}$$

$$b = 56 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0 \quad h' = 19.5 \text{ cm}$$

## ❖ Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 16.61 \times 45.7}{57 \times 19.5 \left( 51 - \frac{19.5}{3} \right)} = 3.06 \text{MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

## ❖ Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{16.61}{3.14} \cdot \frac{45.7 - 51 + \frac{19.5}{3}}{\left( 51 - \frac{19.5}{3} \right)} = 1.42 \text{MPa} \leq f_y = 235 \text{MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

## ❖ Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

## ❖ Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur  $t$ , sont :

$$M_1 = 3.06 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0.153 \text{KN.m}$$

$$M_2 = \left( 10 \times \frac{1.57}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.052 \text{KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.101 \text{Kn.m}$$

• le module d'inertie de la platine ou  $b = 1 \text{cm}$  la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{I}{V} = \frac{\left( \frac{bt^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{bt^2}{6}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.101 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.61 \text{cm}$$

$$t \geq 1.61 \text{cm}$$

❖ **Vérification de la section 2-2 :**

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 3.06 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.153 \text{Kn.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0.153 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.97 \text{cm}$$

$$t \geq 1.97 \text{cm}$$

❖ **Vérification de la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 3.14 \times 1.42 \times 10^{-1} = 0.445 \text{Kn.m}$$

$$M = 0.1 \times 0.445 = 0.0445 \text{Kn.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{0.0445 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0.0445}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0.02 \text{cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 3cm**

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 l'une des parties essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### **XI.1.Choix du type de fondation**

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

- ★ La résistance du sol.
- ★ Le type de la structure.
- ★ Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- ★ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ★ La facilité d'exécution (coffrage).
- ★ L'économie.
- ★ Les délits.

### **XI.2.Calcul des fondations**

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q + Ex$$

[RPA99/2003 ; Article 10.1.4.1]

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$\text{ELS} : G + V1$$

$$\text{ELU} : 1,35 \times (G + Q + V1)$$

### **XI.3.Dimensionnement de la semelle**

Les semelles sont soumises à :

- Un effort normal centré N
- Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

[DTR-BC 2.3.3.1]

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

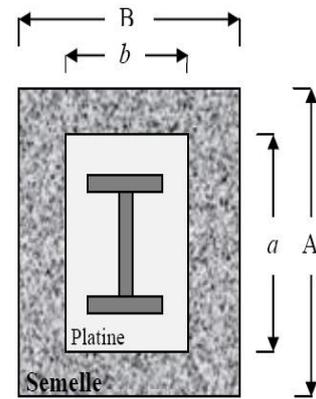
$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

Les sollicitations les plus défavorables sont :

$$\begin{cases} M = 253.44KN \cdot m \\ N = 509.77KN \rightarrow (ELU) \\ V = 8.47KN \end{cases}$$



**XI.4 Pré dimensionnement de la semelle de poteau :**

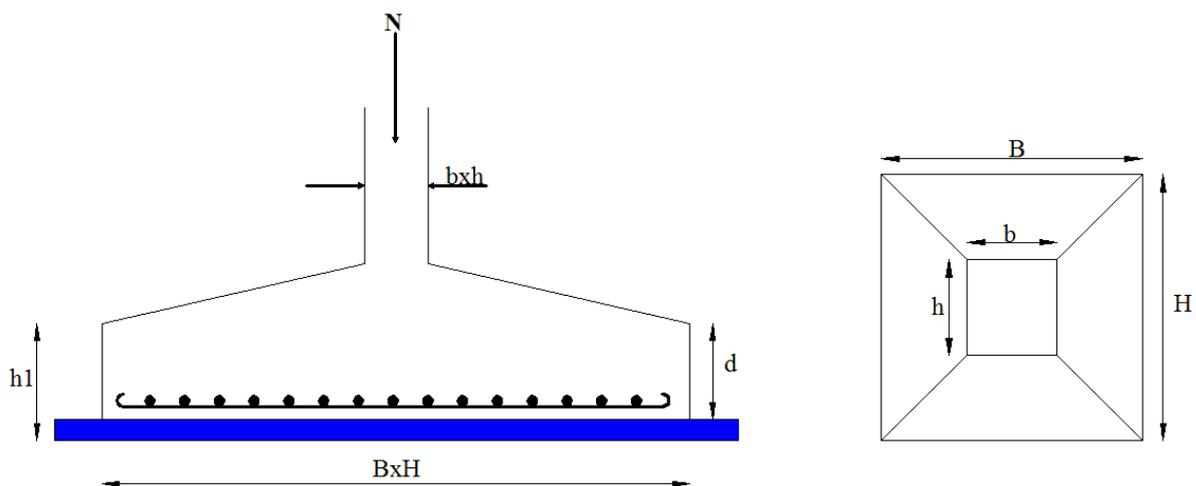
Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (h\*b), donc les semelles sont rectangulaire (H\*B).

h et b : dimension du poteau considéré. (HEA450)

H et B : dimension de la semelle.

h<sub>1</sub> : h + c ; avec c = 5 cm. (Béton de propreté)

h : hauteur utile de la semelle est donnée par.



**Figure X. 1: Dimension de la semelle.**

$$d = \max \begin{cases} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

**Critère de non poinçonnement:**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$  : Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$  : Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

On a :

$$\begin{cases} a = 64 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \\ \bar{\sigma} = 0,20 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \cdot A$$

$$\Rightarrow B = 0,78A$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A}\right) \leq 1,33\bar{\sigma}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{253,44}{509,77} = 0,5$$

l'équation à résoudre est la suivante : 1

$$182,75A^2 - 252,75A \geq 0 \quad A = 37 \text{ m}$$

On choisit  $A = 2,5 \text{ m}$  et  $B = 1,95 \text{ m}$

La hauteur est donnée par la condition de rigidité :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{250-64}{4}, \frac{195-50}{4}\right) + 5 = \max(46,5; 36,25) + 5 = 51,5 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$h_1 \geq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing + 6; 20 \text{ cm}\right) = \min(13,75 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 13,75 \text{ cm}$$

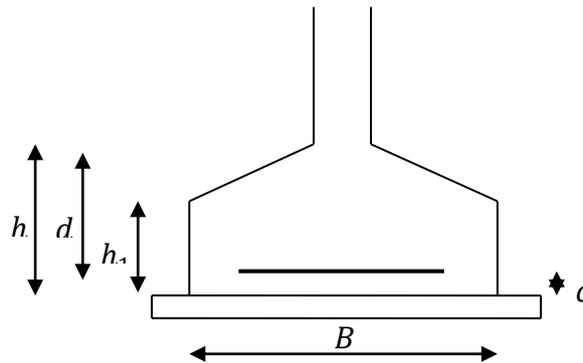


Figure X.1.1 : Schéma de la semelle isolée.

**a) Vérification en tenant compte du poids de la semelle**

On a :  $N_t = N + P_s$

Avec :

$P_s$  : Poids de la semelle.

$$P_s = \gamma_b \times V_{\text{semelle}} = 25 \times (2,5 \times 1,95 \times 0,55) = 67,03 \text{ KN}$$

$$N_t = N + P_s = 570,18 + (1,35 \times 67,03) = 660,67 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma \leq \bar{\sigma}$

Avec :

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{131,75}{660,67} = 0,19 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) = \frac{660,67}{2,5 \times 1,95} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,19}{2,5}\right) \times 10^{-3} = 0,197 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,197 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,2 \text{ MPa}$$

**Vérifiée**

⇒ Les dimensions choisies sont bonnes

**b) Vérification de la stabilité au renversement**

↪ Selon BAEL

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}$$

$$\frac{M}{N_t} = \frac{131,75}{660,67} = 0,19 \text{ m} = 19 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{250}{6} = 41,66 \text{ cm} > 19 \text{ cm}$$

Vérifiée

↳ Selon RPA 99

$$e \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{M_{G \pm Q \pm E}}{N_{G \pm Q \pm E}} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{M_{G \pm Q \pm E}}{N_{G \pm Q \pm E}} = \frac{17,44}{317,93} = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{195}{4} = 48,75 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$$

vérifiée

[RPA99/version2003 ; Article 10.1.5]

### X.5.Ferrailage de la semelle : (BAEL 91)

↳ Sens « A »

#### 1) ELU

$$e = \frac{131,75 \times 10^2}{660,67} = 19 \text{ cm} \leq \frac{A}{6} = 41,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{660,67}{2,5 \times 1,95} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,19}{2,5}\right) \times 10^{-3} = 0,197 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{660,67}{2,5 \times 1,95} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,19}{2,5}\right) \times 10^{-3} = 0,073 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,197 + 0,073}{4} = 0,166 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,166 \times 2,5 \times 1,95 \times 10^3 = 809,25 \text{ KN}$$

$$A_u // A = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = \frac{809,25 \times (2,5 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 348} \times 10 = 10,5 \text{ cm}^2$$

#### 1) ELS

$$N_t = 222,62 + 67,03 = 289,65 \text{ KN}$$

$$e = \frac{40,29}{289,65} \times 10^2 = 1,39 \text{ cm} \leq \frac{A}{6} = 41,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{289,65}{2,5 \times 1,95} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,39}{2,5}\right) \times 10^{-3} = 0,257 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{830,457}{2,5 \times 2,1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,37}{2,5}\right) \times 10^{-3} = -0,138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,257 - 0,138}{4} = 0,158 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,158 \times 2,5 \times 1,95 \times 10^3 = 770,25 \text{ KN}$$

$$A_{S//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

Avec :

$$FN \Rightarrow \sigma_{St} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{S//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times h \times \sigma_{St}} = \frac{770,25 \times (2,5 - 0,64)}{8 \times 0,55 \times 201,63} = 1,6114 \times 10^4 = 16,114 \text{ cm}^2$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable.

Alors on choisit :

$$A//A = 8HA16 = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 195 \times 55 \times \frac{2,1}{400} = 12,95 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est  $A_{min} = 8HA16 = 16,08 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres  $\Phi 10$  et des épingles de diamètre  $\Phi 8$  dont l'espacement max est donné par le RPA

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min(b/2 ; h/2 ; 10\emptyset) = 16$$

On prend  $S_t = 14 \text{ cm}$ .

**Sens « B »**

**1) ELU**

$$e = \frac{131.75 \times 10^2}{570.18} = 23 \text{ cm} \leq \frac{B}{6} = 32.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{660.67}{2.5 \times 1.95} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.23}{1.95}\right) \times 10^{-3} = 0,231 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{660.67}{2.5 \times 1.9} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.23}{1.9}\right) \times 10^{-3} = 0,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,231 + 0,04}{4} = 0,183 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,183 \times 2,5 \times 1,95 \times 10^3 = 892.12 \text{ KN}$$

$$A_{u//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = \frac{892.12 \times (1.95 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 348} \times 10 = 8.44 \text{ cm}^2$$

## 2) ELS

Sous la combinaison (G + Q)

$$N = 222.62 \text{ kn.}$$

$$M = 40.29 \text{ kn .m}$$

$$N_t = 222.62 + 67.03 = 289.65 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{40.29}{289.65} \times 10^2 = 13.9 \text{ cm} \leq \frac{B}{6} = 32.5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Diagramme trapézoïdale

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{289.65}{2.5 \times 1.95} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,13}{1.95}\right) \times 10^{-3} = 0,083 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{289.65}{2.5 \times 1.95} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,13}{1.95}\right) \times 10^{-3} = -0.035 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,083 - 0,035}{4} = 0,054 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,054 \times 2,5 \times 1,95 \times 10^3 = 263.25 \text{ KN}$$

$$A_{S//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

Avec :

$$FN \Rightarrow \sigma_{St} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{S//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = \frac{263.25 \times (1.95 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 201,63} \times 10 = 4.30 \text{ cm}^2$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable.

Alors on choisit :

$$A^{//B} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 195 \times 50 \times \frac{2,1}{400} = 11.77 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min (b/2; h/2; 10\emptyset) = 12 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

### 2.Ancrage des barres :

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau_s} = \frac{400 \cdot 1,2}{4 \cdot 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

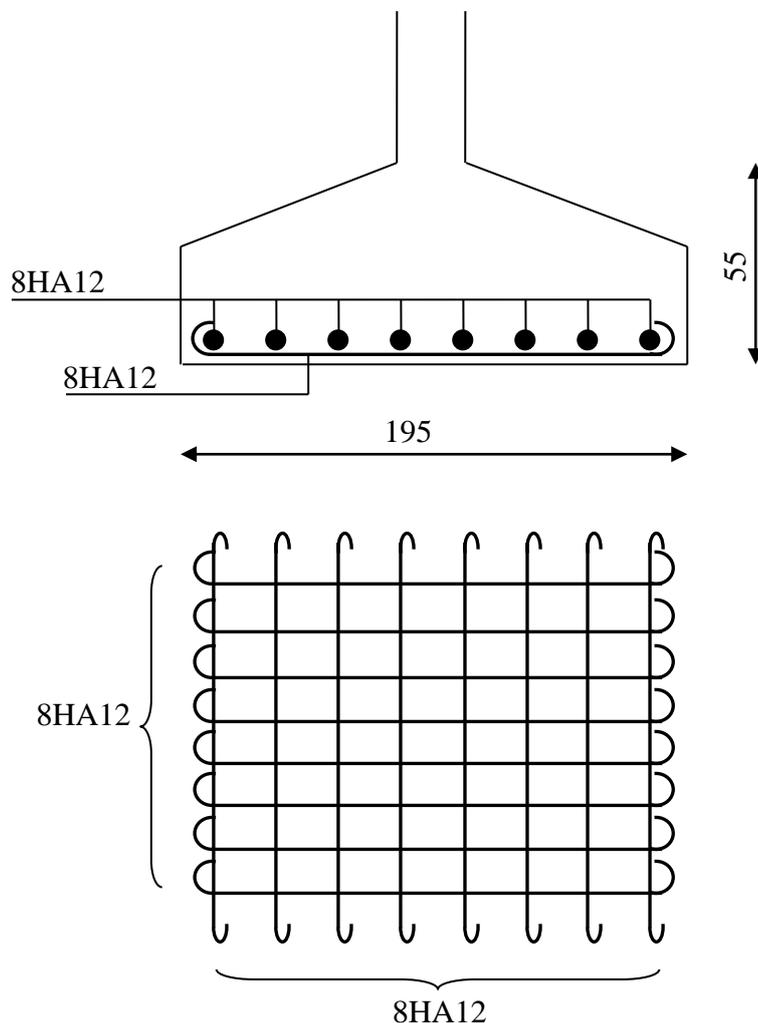
On a :

$$0,25 \cdot A = 0,25 \cdot 250 = 62.5 \text{ cm}$$

$$0,125 \cdot A = 0,125 \cdot 250 = 31.25 \text{ cm}$$

$$0,125 \cdot A \leq l_s \leq 0,25 \cdot A$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.



### Ferraillage des semelles

#### XI.7.Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

##### XI.7.1.Pré dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$S_3 \Rightarrow 25cm \times 30cm$$

Pour notre cas on optera pour des longrines de section  $30cm \times 30cm$ .

[RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.b]

##### XI.7.2.Ferraillage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

[RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.b]

Avec :

$N$  : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré »

Dans notre cas, on a un site meuble ( $S_3$ ) et une zone I  $\Rightarrow \alpha = 15$

↳ **A ELU**

$$N_t = \frac{597.07}{15} = 39.8 KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{39.8}{348} \times 10 = 1.14 cm^2$$

↳ **A ELS**

$$N_t = \frac{393.08}{15} = 26.2KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{26.2}{201,63} \times 10 = 1.2 cm^2$$

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 30 \times 30 = 5,4 cm^2$$

Donc, on ferraille avec  $A_{min}$ , soit 4HA14 = 6.16  $cm^2$

### XI.7.3.Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre  $\emptyset 8$  dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 15\emptyset_l\right) = \min(15cm; 21cm) = 15 cm \rightarrow \text{Zonécourante.}$$

$$St \leq 10cm \rightarrow \text{Zonenodale}$$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

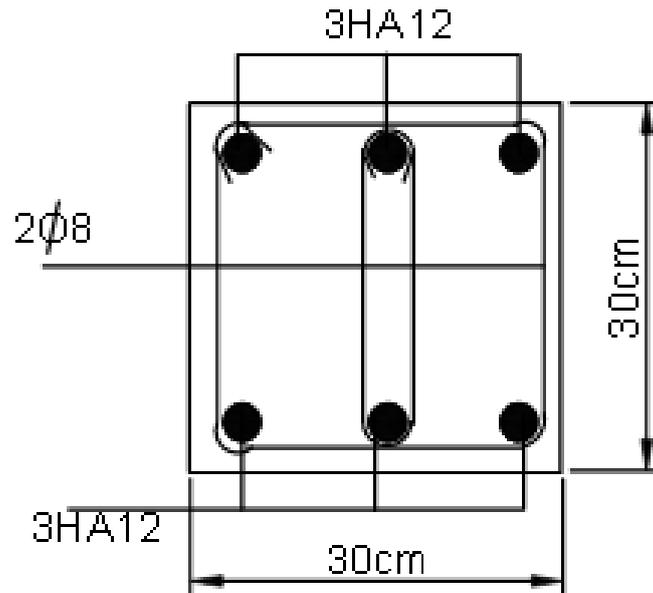


Figure XI.4 : ferrailage des longrines

### XI.8. Ferrailage du fût

Les fondations sont ancrées à  $D = 1\text{ m}$  ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $0,8\text{m} \times 0,8\text{m}$ .

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

↳ ELU :

$$\begin{cases} M = 98.88 \text{ KN} \times \text{m} \\ N = 597.07 \text{ KN} \end{cases}$$

↳  $G + Q + E$

$$N = 152.85 \text{ KN}$$

$$M = 9.13 \text{ KN.M}$$

$$V = 35.11 \text{ KN}$$

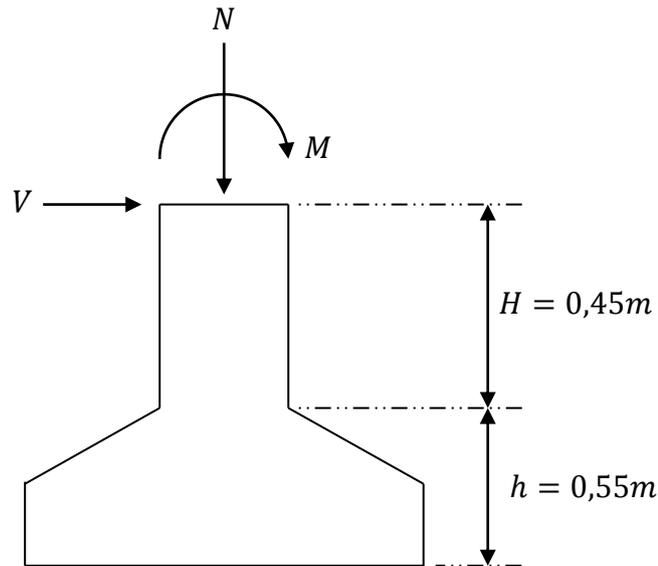


Figure XI .5:Schéma du fut

Les sollicitations de calculs sont :

$$N' = N + 1,35 \cdot P$$

$P$  : Poids propre du fût.

$$N' = 152.85 + 1,35 \cdot (25 \cdot 1^2 \cdot 0,45) = 168.05 \text{ KN}$$

$$M' = M + V \cdot H \Rightarrow M' = 9.13 + 35.11 \times 0,45 = 24.92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### Ferraillage:

$$\begin{cases} M = M' = 24.92 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N = N' = 168.05 \text{ KN} \\ V = 35.11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{24.92}{168.05} \cdot 100 = 14.8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$M_{ua} = M + N \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 24.92 + 168.05 \cdot \left(0,95 - \frac{1}{2}\right) = 100.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N \cdot (d - c') - M_{ua} = 168.05 \cdot (0,95 - 0,05) - 100.5 = 50.74 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(0,5 \cdot h - c') \cdot f_{bu} \cdot b \cdot h = (0,5 \cdot 1 - 0,05) \cdot 14,167 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 = 6375,15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$6375,15 > 50,74 \Rightarrow \begin{cases} A' = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f_{st}} \\ A = 0 \end{cases}$$

Avec:

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N \cdot (d-c') - M_{ua}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{168,05 \cdot (0,95 - 0,05) - 100,5}{1 \cdot 1^2 \cdot 14,167 \cdot 10^3}}{0,857 - \frac{0,05}{1}} = 0,446$$

$$A' = \frac{168,05 - 0,446 \times 1 \times 1 \times 14,167 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = -179,58 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s^{min} = 0,7\% \cdot b \cdot h \rightarrow \text{RPA art 7.4.2.1}$$

$$A_s^{min} = 0,7\% \cdot 70 \cdot 70 = 51,2 \text{ cm}^2$$

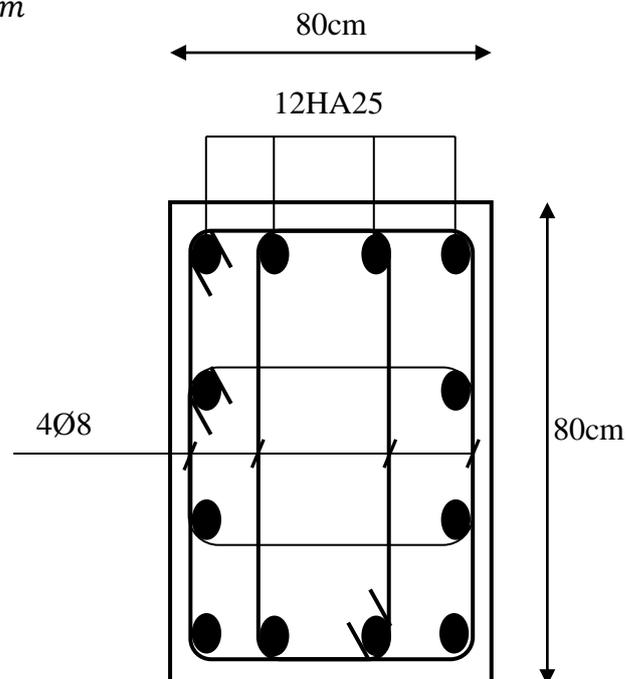
Donc, on ferraille avec  $A_{min}$ , soit 12HA25 = 58,91 cm<sup>2</sup>

### Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre  $\varnothing 8$  dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St \leq 15 \cdot \varnothing_t = 30 \text{ cm}$$

On prend  $St = 20 \text{ cm}$



FigureXI6:Ferrailagedu fut.

## XII. Action d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale  $F_w$  (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement  $F_u$  (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture. Figure XII. 1

La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_i) + \sum F_{frj}$$

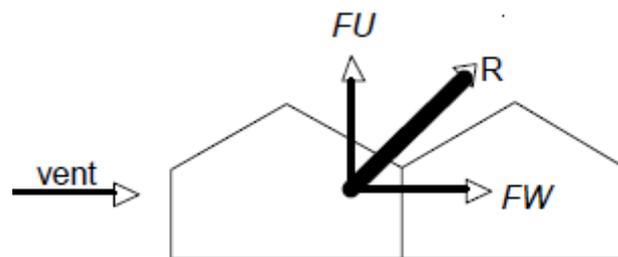


Figure XII. 1 : force résultante R.

Avec :

$q_j$ : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ .

$S_j$ : l'aire de l'élément de surface  $j$ .

$F_{frj}$ : la force de frottement éventuelle.

### ► Direction du vent $V_1$ :

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens  $V_1$  (perpendiculaire au pignon) :

#### ✓ Toiture :

Zone F :  $S_F = 14.16 \text{ m}^2$

Zone G :  $S_G = 14.40 \text{ m}^2$

Zone H :  $S_H = 114.24 \text{ m}^2$

Zone I :  $S_I = 721.2 \text{ m}^2$

#### ✓ Parois verticales :

Zone D :  $S_D = 480 \text{ m}^2$

Zone E :  $S_E = 480 \text{ m}^2$

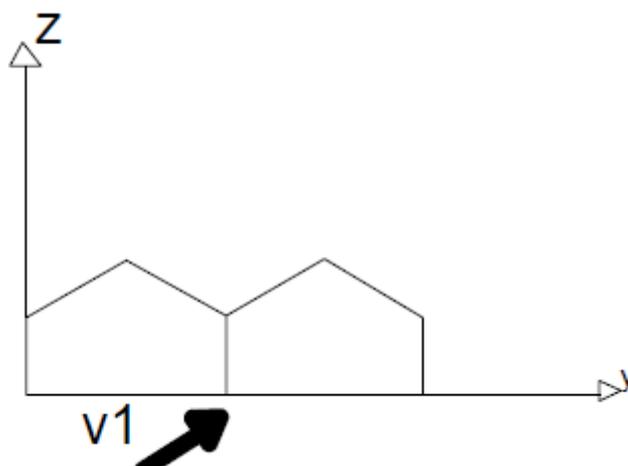


Figure XII.2: Représentation des surfaces sens du vent V1.

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	P.V	$[708.5 \times 480] \times 10^{-3} = 340.08$	0
E	P.V	$[559.5 \times 480] \times 10^{-3} = 268.56$	0
F	Toiture	0	$[1448.8 \times 14.16] \times 10^{-3} = 16.26$
G	Toiture	0	$[1671.26 \times 14.40] \times 10^{-3} = 24.066$
H	Toiture	0	$[940.48 \times 114.24] \times 10^{-3} = 107.4$
I	Toiture	0	$[876.83 \times 721.2] \times 10^{-3} = 632.36$
F <sub>fr</sub> (parois verticales)		8.818	0
F <sub>fr</sub> (toiture)		34.99	0
<b>TOTAL</b>		R <sub>x</sub> =652.44	R <sub>z</sub> =780.08

Tableau XII.1: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1.

➤ **Direction du vent V2 :**

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V<sub>2</sub> :

✓ **Toiture :**

Zone F :  $S_F = 14.16 \text{ m}^2$ .

Zone G :  $S_G = 143.04 \text{ m}^2$ .

Zone H :  $S_H = 692.64 \text{ m}^2$ .

Zone I :  $S_I = 864 \text{ m}^2$

Zone j :  $S_j = 1728 \text{ m}^2$

✓ **Parois verticales :**

Zone D :  $S_D = 720 \text{ m}^2$

Zone E :  $S_E = 720 \text{ m}^2$

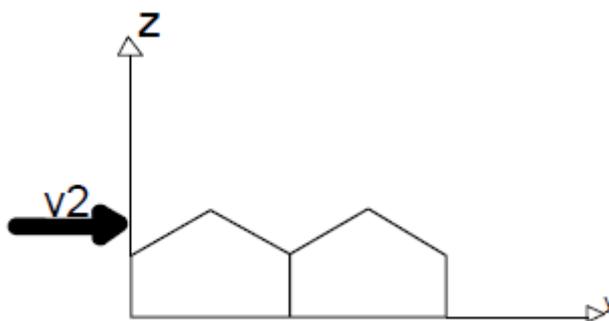


Figure XII. 3: Représentation des surfaces sens du vent V2.

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	P.V	$[796.08 \times 720] \times 10^{-3} = 573.17$	0
E	P.V	$[586.04 \times 720] \times 10^{-3} = 421.94$	0
F	Toiture	0	$[1354.17 \times 14.16] \times 10^{-3} = 19.175$
G	Toiture	0	$[1142.97 \times 143.04] \times 10^{-3} = 163.49$
H	Toiture	0	$[791.1 \times 692.64] \times 10^{-3} = 547.94$
I	Toiture	0	$[124.24 \times 864] \times 10^{-3} = 107.34$
J	Toiture	0	$[124.24 \times 1728] \times 10^{-3} = 214.68$
F <sub>fr</sub>		5.878	0
F <sub>fr</sub>		5.209	0
<b>TOTAL</b>		$R_x = 1006.19$	$R_z = 980.625$

Tableau XII.2: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

**$\Sigma$  Moments résistants (stabilisateurs)  $\geq \Sigma$  moments renversants.**

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

## 2.XII. Détermination des moments renversants ( $M_R$ ) :

### 2.1 Cas du vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale ( $R_x$ )
- Une composante verticale ( $R_z$ )

#### a) Vent perpendiculaire au pignon sens V1 :

ZONE		Composante horizontale T(KN)	Composante verticale U(KN)	Coordonnées du point d'application		
				X(m)	Y(m)	Z(m)
D	P.V	340.08	0	24	0	5
E	P.V	268.56	0	24	72	5
F	Toiture	0	16.26	1.19	2.975	10.5
G	Toiture	0	24.066	1.19	12	11.9
H	Toiture	0	107.4	7.14	18	11
I	Toiture	0	632.36	41.95	18	11
$F_{fr(toi)}$		8.818	0	0	24	10.95
$F_{fr(pv)}$		34.99	0	36	24	5
$R_x$		652.44 →		$X_t=24.32$	$Y_t=31.24$	$Z_t=5.08$
$R_z$			780.08 ↑	$X_u=35.05$	$Y_u=17.5$	$Z_u=11.017$

**Tableau XII.3: Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens V1 et coordonnées des points d'application.**

↑ : Forces verticales.

→ : Forces horizontales

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

➤ **Vérification de la stabilité longitudinale :**

▪ **Direction du vent V1 :**

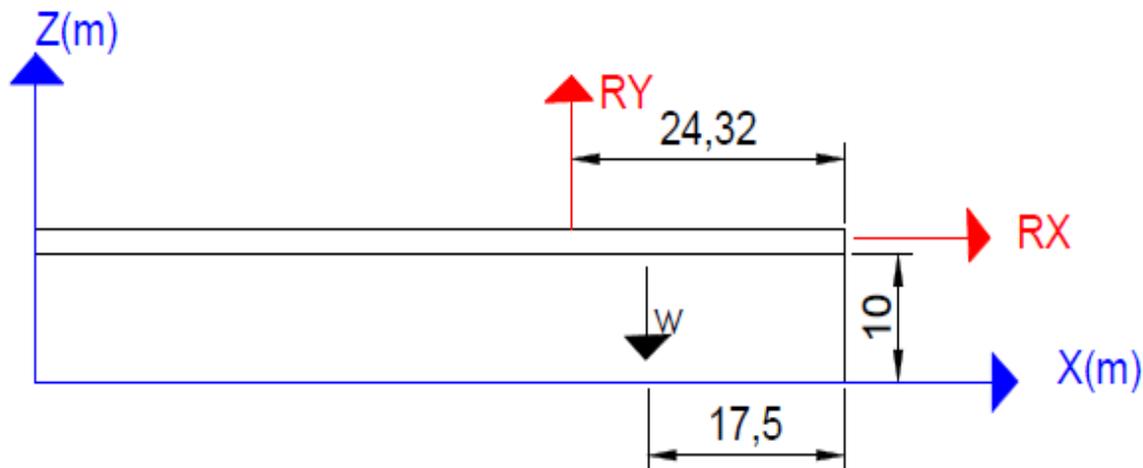


Figure XII.4: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.

➤ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times 10 + R_z \times (72 - 35.05) = 652.44 \times 10 + 780.08 \times 107.05 = 90031.964 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 90031.964 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 36$$

**Avec :**

**W ≈ 3972.295Kn** : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 3972.295 \times 36 = 143002.62 \text{ KN.m}$$

$$90031.964 \text{ kn.m} < 143002.62 \text{ kn.m}$$

$M_r < M_s$  : La stabilité longitudinale est vérifiée.

## b) Vent perpendiculaire au long pan sens V2 :

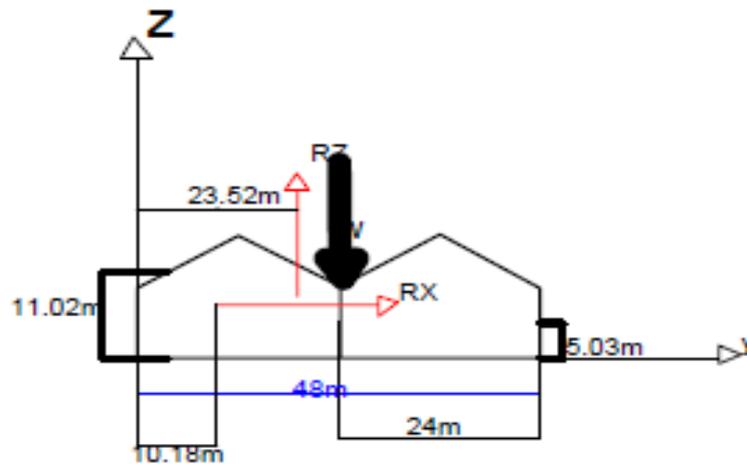
ZONE		Composante horizontale T(KN)	Composante verticale U(KN)	Coordonnées du point d'application		
				X(m)	Y(m)	Z(m)
D	PV	573.17	0	0	36	5
E	PV	421.94	0	24	36	5
F	Toiture	0	19.175	1.19	2.975	10.12
G	Toiture	0	163.49	1.19	36	10.12
H	Toiture	0	547.94	13.9	36	10.60
I	Toiture	0	107.34	25.19	36	11.1
J	Toiture	0	214.68	37.19	36	11.9
$F_{fr(pv)}$		5.878	0	0	36	5
$F_{fr(toit)}$		5.209	0	24	36	10.95
$R_y$		1006.19 →		$X_t=10.18$	$Y_t=36$	$Z_t=5.03$
$R_z$			980.625 ↑	$X_u=23.52$	$Y_u=37.99$	$Z_u=11.63$

Tableau XII. 4: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2 et coordonnées des points d'application.

↑ : Forces verticales.  
→ : Forces horizontales

➤ **Vérification de la stabilité transversale :**

▪ **Direction du vent V2 :**



**Figure XII.5: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.**

➤ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times 10 + R_z \times (24 - 23.52) = 1006.19 \times 10 + 980.625 \times 0.48$$

$$= 10532.6 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 10532.6 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 24$$

**Avec :**

**$W \approx 3972.295 \text{ k n}$**  : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 3972.295 \times 24 = 95335.08 \text{ KN.m}$$

$$10532.6 \text{ kn.m} < 95335.08 \text{ kn.m}$$

$M_r < M_s$  : La stabilité transversale est vérifiée.

**Conclusion :**

La stabilité du bâtiment vis-à-vis du vent est vérifiée dans les deux directions et cela est prévisible à cause de la lourdeur du bâtiment et des planchers mixtes dont il dispose.

**2.2 Cas du séisme :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

## a) Réaction à la base :

Le mode			Réaction			
	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)	F <sub>z</sub> (KN)	M <sub>xx</sub> (KN.m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)	M <sub>zz</sub> (KN.m)
<b>CQC</b>	257.80	509.66	2703.17	16.94	81.22	2.20

Tableau XII. 5: Réaction à la base due aux effets sismiques.

**CQC** : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 816.78 + (1652.49 \times 24.004) = 40483.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 74.52 + (1652.49 \times 36.123) = 59767.42 \text{ KN.m}$$

Avec :

$Y_G$  et  $X_G$  : coordonnées de centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales (Ref : **note de calcul complète robot**).

## b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 1352.07 \text{ Kn}$$

## 1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 1352.07 \times 24.004 = 32455.0882 \text{ KN.m}$
- $M_{st/yy} = 1352.07 \times 36.123 = 48840.8246 \text{ KN.m}$

Cas du séisme	M <sub>R</sub> (KN.m)		M <sub>st</sub> (KN.m)		0,8 M <sub>st</sub> (KN.m)	
	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y
	484.0849	318.0233	32455.0882	48840.8246	25964.0705	39072.6596

Tableau XII.6: Vérification au renversement sous l'effet du séisme.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

### **Conclusion :**

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée ; donc notre construction est stable.

## **CONCLUSION GENERALE**

L'étude de cette structure nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation, cela en appliquant les différentes règles de calcul et de conception, et en se familiarisant avec les règlements en vigueur à savoir le RPA99 version 2003, les différents D.T.R et les Eurocodes.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES**

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments secondaire ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Durant notre étude, on a remarqué que la plupart des éléments de notre structure sont sollicités par les actions du vent sous la combinaison : (1.35G+1.5V1).
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- l'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
  
- les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques
  
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur
  
- L'utilisation du **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, de tirer les efforts et enfin de vérifier les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur.

- La disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'une structure bien dimensionnée.
- Les fondations doivent non seulement reprendre les charges et surcharges supportées par la structure mais aussi les transmettre au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

# **SYMBOLES ET NOTATIONS**

## **NOTATIONS ET SYMBOLES**

### ❖ **Actions :**

$G$	Charge permanente ponctuelle.
$Q$	Charge d'exploitation ponctuelle.
$S$	Charge de neige normale.
$W$	Charge du vent normale.
$P$	Charge uniformément répartie, en général.
$g$	Charge permanente uniformément répartie.
$q$	Charge d'exploitation uniformément répartie.

### ❖ **Sollicitations, contraintes et déformations :**

$E$	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\ 000$ MPa).
$G$	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 81\ 000$ MPa).
$F_p$	Effort de précontrainte dans un boulon.
$M$	Moment sollicitant, en général.
$M_{cr}$	Moment critique élastique de déversement.
$M_{eff}$	Moment efficace.
$M_{el}$	Moment élastique.
$M_N$	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial.
$M_{pl}$	Moment plastique.
$M_R$	Moment résistant.
$N$	Effort normal, en général.
$N_K$	Effort normal critique d'Euler.
$N_{pl}$	Effort normal de plastification.
$N_u$	Effort normal ultime.
$V$	Effort tranchant sollicitant.
$V_{pl}$	Effort tranchant de plastification.
$V_u$	Effort tranchant ultime.
$f(ou \delta)$	Flèche d'une poutre.
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.

$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon.
$f_Y$	Limite d'élasticité d'un acier.
$\varepsilon$ ( <i>epsilon</i> )	Déformation linéaire unitaire.
$\varepsilon_Y$	Déformation correspondant à la limite d'élasticité.
$\sigma$ ( <i>sigma</i> )	Contrainte normale.
$\sigma_K$	Contrainte critique.
$\tau$ ( <i>tau</i> )	Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
$\tau_{cr}$	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement.
$\tau_e$	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[ \tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$ .
$\nu$ ( <i>nu</i> )	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$ ).
$\Delta$ ou $\delta$ ( <i>delta</i> )	Déplacement horizontal en tête de poteaux.

### ❖ Coefficients et grandeurs sans dimensions :

$K$	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.
$a$	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale.
$k_o$	Coefficient de flambement.
$k_D$	Coefficient de déversement.
$k_s$	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons.
$k_y$ et $k_z$	Coefficients de flambement flexion.
$k_\tau$	Coefficient de voilement par cisaillement.
$m$	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
$n$	$N/N_{pl}$ ou nombre de boulons.
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\beta_w$	Facteur de corrélation (soudures).
$\varepsilon$ ( <i>epsilon</i> )	Coefficient de réduction élastique de l'acier ( $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ).
$\eta$ ( <i>eta</i> )	Facteur de distribution de rigidités (flambement).
$\lambda$ ( <i>lambda</i> )	Élancement $\left[ \lambda = \frac{l_k}{i} \right]$ .
$\lambda_k$	Élancement eulérien.

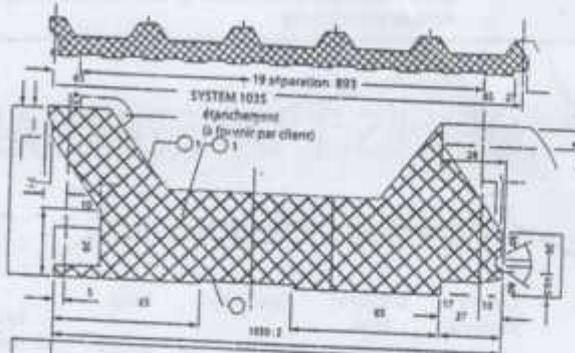
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit $\left[ \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$ .
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement.
$\lambda_w$	Élancement de l'âme d'une poutre $\left[ \lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_w}} \right]$ .
$\mu$ ( <b>mu</b> )	Coefficient de frottement.
$\rho$ ( <b>rho</b> )	Rendement d'une section.
$\chi$ ( <b>chi</b> )	Coefficient de réduction de flambement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction de déversement.
$\psi$ ( <b>psi</b> )	Coefficient de distribution de contraintes.
$\gamma$ ( <b>gamma</b> )	Coefficient partiel de sécurité.

### ❖ Caractéristiques géométriques :

$A$	Section brute d'une pièce ( $cm^2$ )
$A_v$	Aire de cisaillement ( $cm^2$ )
$A_w$	Section de l'âme d'une pièce ( $cm^2$ )
$A_s$	Section résistante de la tige d'un boulon ( $cm^2$ )

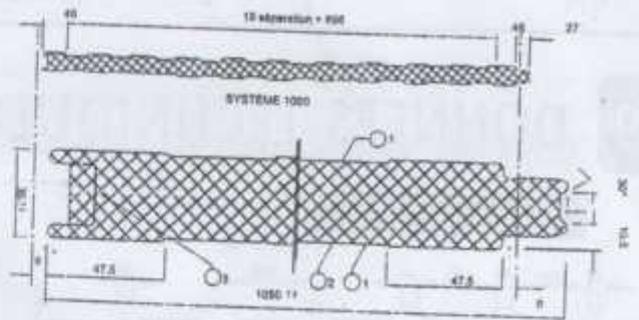
# ANNEXES

# CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DES PANNEAUX SANDWICHS



1	Tôle de recouvrement liguée
2	Tôle de recouvrement profilé trapézoïdal 35/207 épaisseur 0.75 mm pour prélaqué et galvanisé
3	Mousse dure PUR sans CFC

Panneau de couverture type TL 75



1	Tôle de recouvrement, épaisseur 0.55 mm en prélaqué ou en galvanisé
2	Mousse solide PUR sans CFC
3	Joint d'étanchéité 10 * 24 mm

Panneau de bardage type LL 35-60-80-100

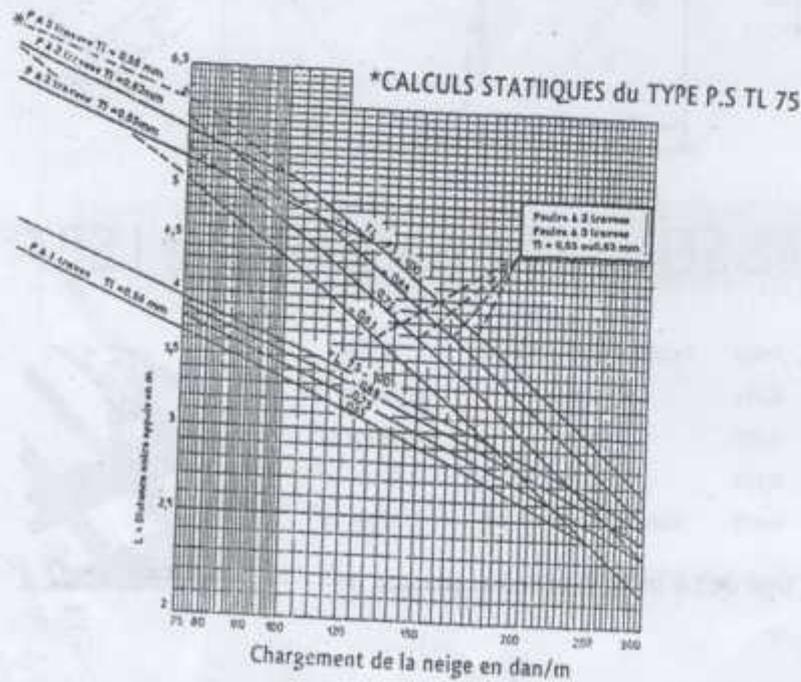
Type	Longueur Max	Largeur Standard	Épaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité	Coefficient de Transmission thermique	Distance entre Traverses max
	m	mm	mm	Kg/m <sup>2</sup>	1/0 M <sup>2</sup> /Kw	K w/m <sup>2</sup> k	en m

I) PANNEAUX de couverture  
T 75  
en P-M-G

II) PANNEAUX de bardage

en P-M-G

LL 35	12.50	1035	75	14.20	2.32	0.40	* * *
LL 60	12.50	1000	60	10.9	1.7	0.53	3.10 3.59 3.99
LL 80	12.50	1000	80	11.84	2.95	0.32	4.79 4.32 5.05
LL 100	12.50	1000	100	13.64	3.95	0.24	5.37 4.34 4.99
					4.45	0.19	5.81 4.51 5.12



LÉGENDE:

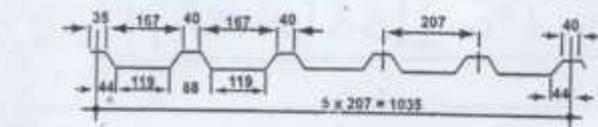
Nuances: -P= prélaqué - M= Mixte - G= Galvanisé  
 \* selon les calculs statiques.  
 NB: longueur sur commande jusqu'à 12.50 m, exceptionnellement jusqu'à 14 m.  
 TL: T= Trapezoidale pour peau extérieure,  
 L= linéaire pour peau intérieure.  
 LL: les 2 peaux en linéaire linéaire.

	Tôle galvanisée		Tôle prélaquée	
	Intérieure	Extérieure	Intérieure	Extérieure
Panneau sandwich de bardage	0.55x1059	0.55x1059	0.55x1059	0.55x1059
Panneau sandwich de couverture	0.55x1094	0.75x1250	0.55x1094	0.75x1250
Épaisseur de la galvanisation	Selon NF EN 10326 et 10143, classification S320 GD galvanisée Z275			
Épaisseur du prélaquage	Selon NF EN 10169			
	Polyester: pour la face externe 25µm dont 5µm pour la couche primaire Epoxy : 15 µm pour la face interne qui sera recouverte de mousse rigide de polyuréthane			

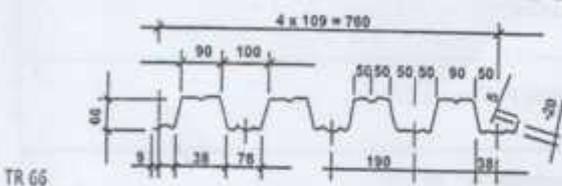
## 09 DONNEES TECHNIQUES PROFILES TRAPEZOIDAUX:

### Formes de profilés

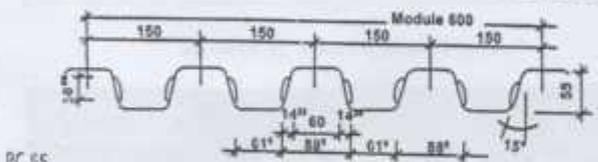
Type: TR35 - TR66 et HB - PC55.



TR 35



TR 66



PC 55

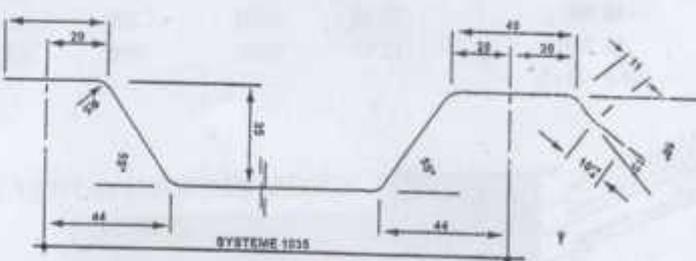
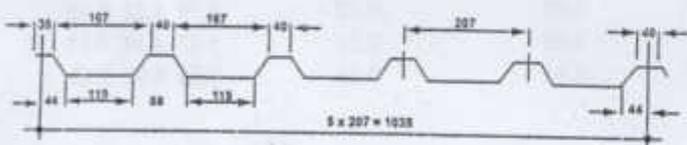
Type	Largeur Standard mm	Longueur Maxi. m	Épaisseur mm	Poids Kg/m <sup>2</sup>	Système de revêtement
------	---------------------	------------------	--------------	-------------------------	-----------------------

TR35	828	6	0.55 / 0.60	3.71 / 4.56	Galvanisé et prélaqué
TR66	750	6	0.55 / 0.60	3.71 / 4.56	Galvanisé et prélaqué
PC55	600	6	0.55	3.71	Galvanisé

PS: TR35 mm, la fabrication en épaisseur de 0.55 mm et 0.60 mm est réalisable avec une largeur de 828 mm.

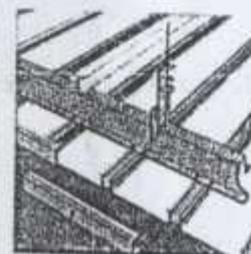
## 10 FORME DE PROFILE TYPE TR35

TR 35



## 11 EXEMPLE DE SYSTEME SOUS PLAFOND Type LSP

Produit	Longueur maxi. mm	Épaisseur de la tôle mm	Poids	Système de revêtement	Nbre
Profil du panneau	6	0.4	0.371	Prélaqué	10 LSP par m <sup>2</sup>
Profil de remplissage	6	0.4	0.112	Prélaqué	10 JR par m <sup>2</sup>
Profil de bard	6	0.4	0.154	Prélaqué	1 JB par m <sup>2</sup>
Rail de suspension	6	0.55	0.418	Galvanisé et prélaqué	1 RS par m <sup>2</sup>



Accessoires de suspension: Tige filté et écrous (une tige de 1.0 m et quatre écrous par m<sup>2</sup>)

# Annexe

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**Tableau des armatures (1)**

**Section en  $\text{cm}^2$  de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)**

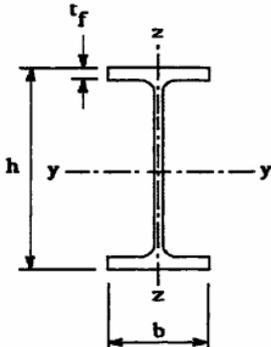
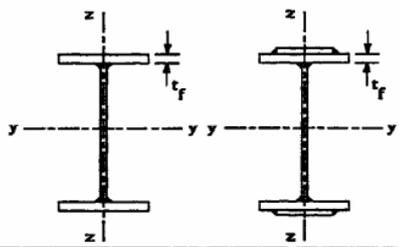
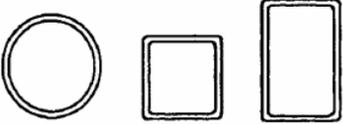
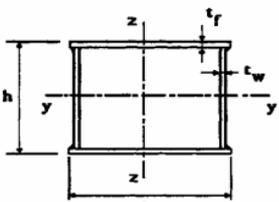
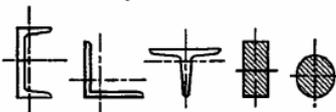
Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

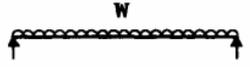
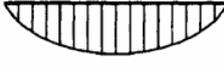
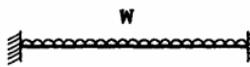
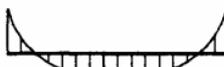
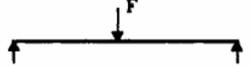
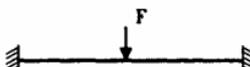
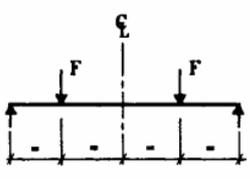
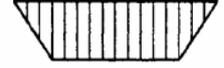
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha - \frac{l_x}{l_y}$	ELU v - 0		ELS v - 0.2		$\alpha - \frac{l_x}{l_y}$	ELU v - 0		ELS v - 0.2	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

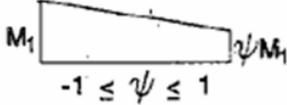
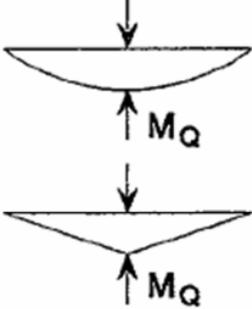
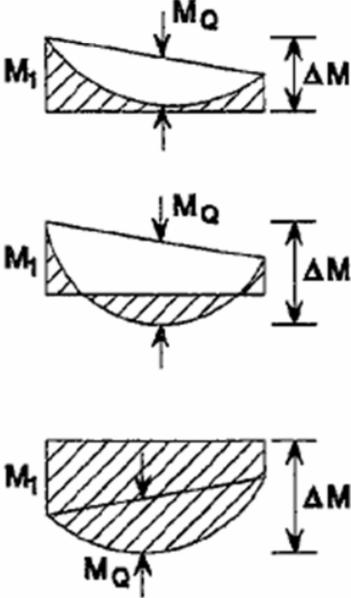
**Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section**

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	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
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<b>Sections creuses</b> 	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 $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2 Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ , pour différentes valeurs de $k$ , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

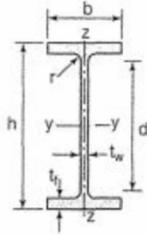
**Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$**

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><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> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  \text{Max}M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$  $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Poutrelles

**MATIÈRE**

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



**Dimensions**

**Masse par mètre**

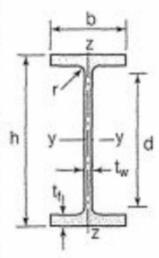
**Aire de la section**

h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>

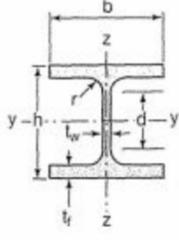
**IPE**

IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0

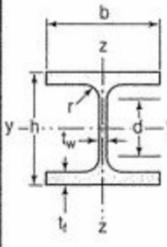
**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
$I_x$		$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J	
$I_y$		$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$	
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	
IPÉ 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70	
IPÉ 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20	
IPÉ 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74	
IPÉ 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45	
IPÉ 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60	
IPÉ 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79	
IPÉ 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98	
IPÉ 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07	
IPÉ 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88	
IPÉ 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94	
IPÉ 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12	
IPÉ 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15	
IPÉ 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32	
IPÉ 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08	
IPÉ 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPÉ 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPÉ 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPÉ 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

IPÉ  
(suite)

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
$I_x$		$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J	
$I_y$		$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$	
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24	
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99	
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13	
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19	
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80	
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98	
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46	
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55	
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37	
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10	
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17	
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97	
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20	
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82	
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04	
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76	
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27	
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54	
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81	
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30	
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89	
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87	
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77	
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41	

HEA  
(suite)

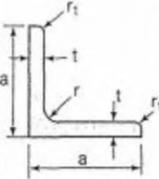
## 7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
CORNIÈRES À AILES ÉGALES								Axe yy = Axe zz				
	a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>	
a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>		
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm		
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

## Laminées marchands usuels

**MATIÈRE** Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

Matière		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
		Axe yy = Axe zz										
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>			d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>
		a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
L 60 x 60 x 4		60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
L 60 x 60 x 5		60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
L 60 x 60 x 6		60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
L 60 x 60 x 7		60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
L 60 x 60 x 8		60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
L x 60 x 10		60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
L 65 x 65 x 5		65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
L 65 x 65 x 6		65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
L 65 x 65 x 7		65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
L 65 x 65 x 8		65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
L 65 x 65 x 9		65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
L 70 x 70 x 5		70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
L 70 x 70 x 6		70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
L 70 x 70 x 7		70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
L 70 x 70 x 9		70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
L 75 x 75 x 5		75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
L 75 x 75 x 6		75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
L 75 x 75 x 7		75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
L 75 x 75 x 8		75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
L 75 x 75 x 10		75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
L 80 x 80 x 5		80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
L 80 x 80 x 5,5		80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
L 80 x 80 x 6		80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
L 80 x 80 x 6,5		80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
L 80 x 80 x 8		80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
L 80 x 80 x 10		80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
L 90 x 90 x 6		90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
L 90 x 90 x 7		90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
L 90 x 90 x 8		90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
L 90 x 90 x 9		90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10		90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72
L 90 x 90 x 11		90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71
L 90 x 90 x 12		90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70

**CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)**

---

# Notations Générales

Les principales notations utilisées sont les suivants :

$A$	Aire de la section brute.
$A_{net}$	Aire de la section nette.
$A_{eff}$	Aire de la section efficace.
$A_v$	Aire de cisaillement.
$H$	Hauteur de la section transversale.
$b$	Largueur des semelles.
$r$	Rayon du congé de raccordement.
$t_f$	Epaisseur des semelles.
$t_w$	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
$I_w$	Facteur de gauchissement.
$I_t$	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
$W_{eff}$	Module élastique efficace de la section.
$N_{pl}$	Effort normal résistant plastique.
$N_u$	Effort normal ultime de la section nette.
$N_{net}$	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
$M_{cr}$	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
$\lambda_{cr}$	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
$\psi_s$	
$\tau$	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
$\tau_u$	Contrainte tangente (tau).
$\tau_s$	Contrainte tangente conventionnelle.
$\phi$	Contrainte d'adhérence.
$N$	Diamètre d'une armature transversale.
$\mu_{ser}$	Coefficient de poissant (nu).
$\mu_{bu}$	Moment ultime à L'ELS (mu).
$\alpha$	Moment réduit à L'ELU.
$\lambda_{LT}$	Facteur d'imperfection pour le flambement.

---

$\chi_{LT}$	Elancement réduit pour le déversement.
$\alpha_{LT}$	Coefficient de réduction pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$f_y$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$f_u$	Résistance limite d'élasticité.
$V_u$	Résistance limite de rupture.
a et b	Effort tranchant de calcul ultime.
A et B	Largeur de poteaux.
G	Largeur des semelles.
Q	Action permanente.
e	Action d'exploitation.
h	L'excentricité de l'effort normal.
$S_t$	Hauteur de la poutre et la semelle.
$l_f$	Espacement des armatures transversales.
	Longueur de flambement

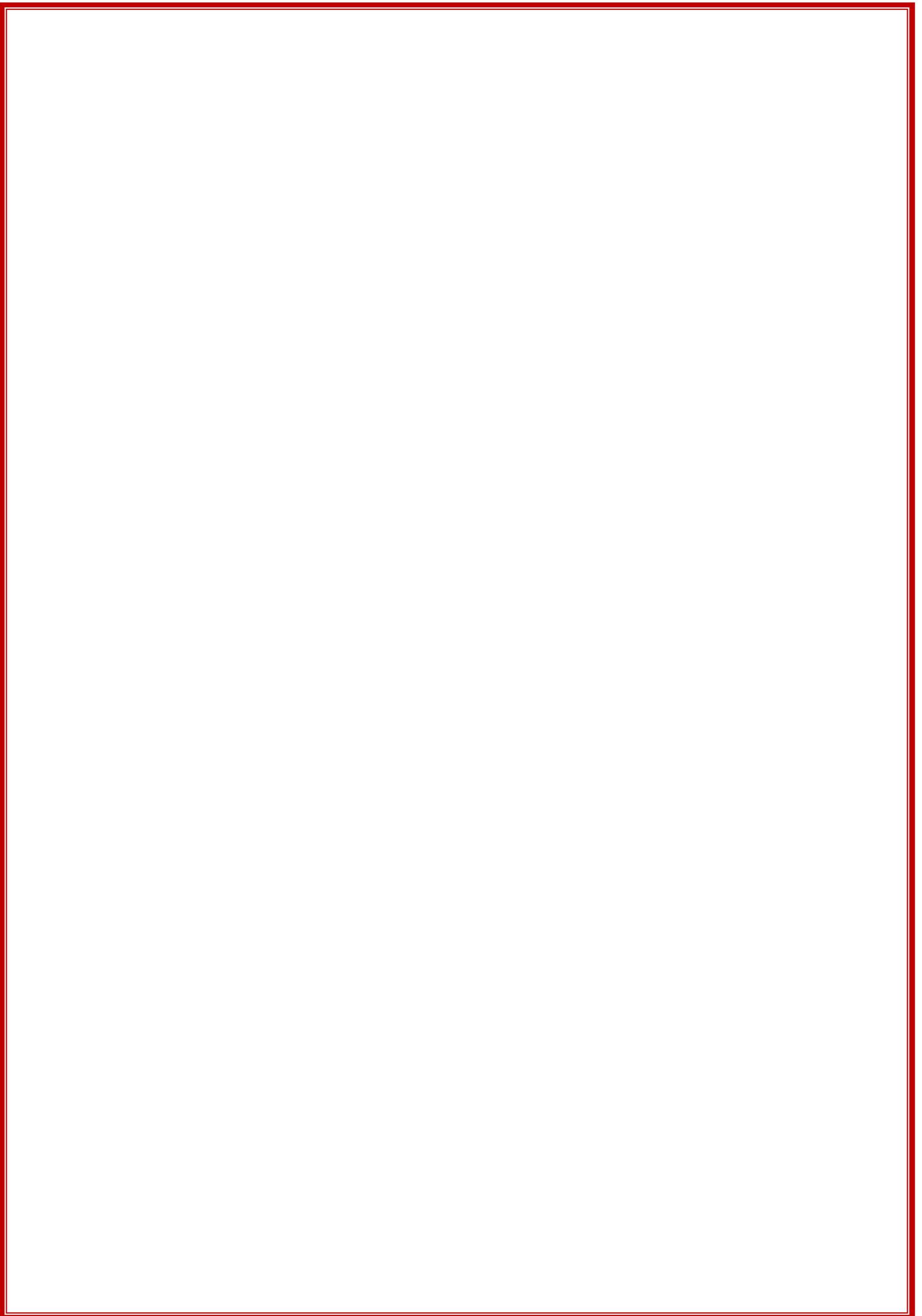
---

# Références bibliographiques

- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003,*Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- Lahlou Dehmani ; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ *Edition Eyrolles Paris 2005*
- Cours de 1<sup>er</sup> année master
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ↪ RNVA 99 Règlement Neige et Vent Algérien, 2ème Edition, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment, Alger 2005.
- ↪ RPA99/ version 2003, Règlement Parasismique Algérien, Centre nationale de recherche appliquée en génie- parasismique, Éditions : ISBN, Alger, 2004.
- ↪ Jean Morel, Calcul des Structures selon l'EUROCODE 3, Edition : EYROLLES, Paris, sixième tirage, 2005.
- ↪ Béton armé aux états limites (BAEL91).
- ↪ Règle de calcul des fondations Superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- ↪ Règle de conception et de calcul des structures en acier (CCM97).
- ↪ calcul des ouvrages en béton arme ; édition OPU, 1986.M.BELAZOUGUI.
- ↪ DTR BC 2.2 (charges et surcharges d'exploitation)
- ↪ EUROCODE 3-4 et document d'application nationale, préface de jacques BROZZOTI Eyrolles 1996.
- ↪ Technique d'ingénieur (revue scientifique et technique).
- ↪ Dimensionnement des planchers mixte acier-béton vis-à-vis des vibrations. Revue construction métallique no1.2003.
- ↪ Manfred A.Hert& Rolf Bez, Traité de Génie Civil, Volume 10, Edition : EYROLLES.
- ↪ Manfred A.Hert&MicheCrisinel, Traité de Génie Civil, Volume 11, Edition : EYROLLES.
- ↪ Bourrier, Jacques BROZZOTI, Construction métallique et mixte acier béton, Edition: EYROLLES 61, Saint-Germain 75240 Paris Cedex 05.
- ↪ B. BANOUNE, Cours de constructions métalliques 3ème année licence.
- ↪ A.BECHEUR, cours de constructions métalliques 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> année Master.
- ↪ H.CHAIK AMER, cours de Béton Armé 1ère année Master.
- ↪ TAHAKOURT, cours de Béton Armé 3ème année licence.
- ↪ O. SADAoui, cours de constructions mixtes Acier-Béton.
- ↪ A. LARABAT ZIANE, cours de calcul d'instabilité et d'assemblage métallique 1ère année Master.
- ↪ Projet de fin d'études (université de BEJAIA).

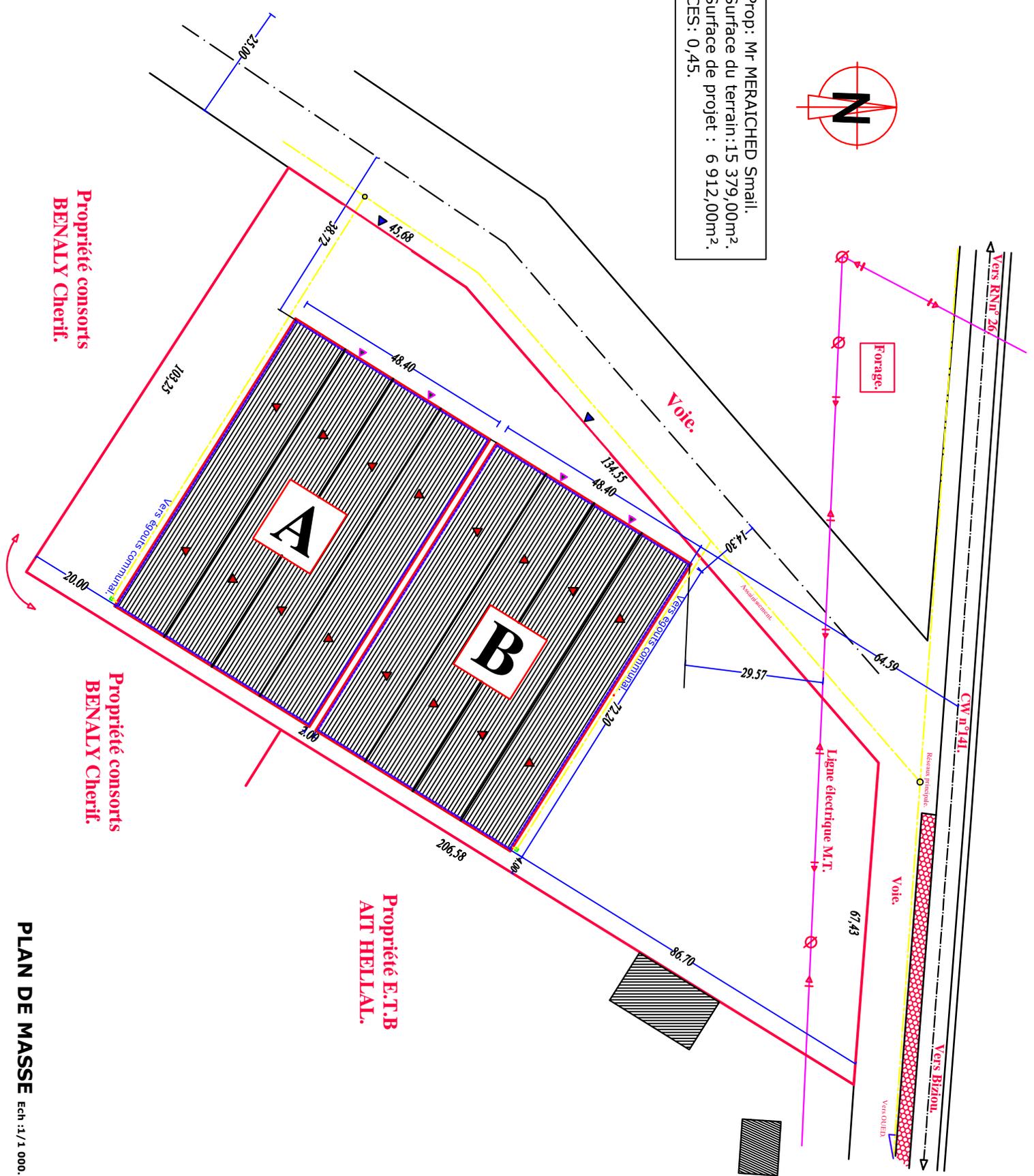


\*

# PLAN D'ARCHITECTURE



Prop: Mr MERAICHD Smail,  
Surface du terrain: 15 379,00m<sup>2</sup>,  
Surface de projet : 6 912,00m<sup>2</sup>,  
CES : 0,45.

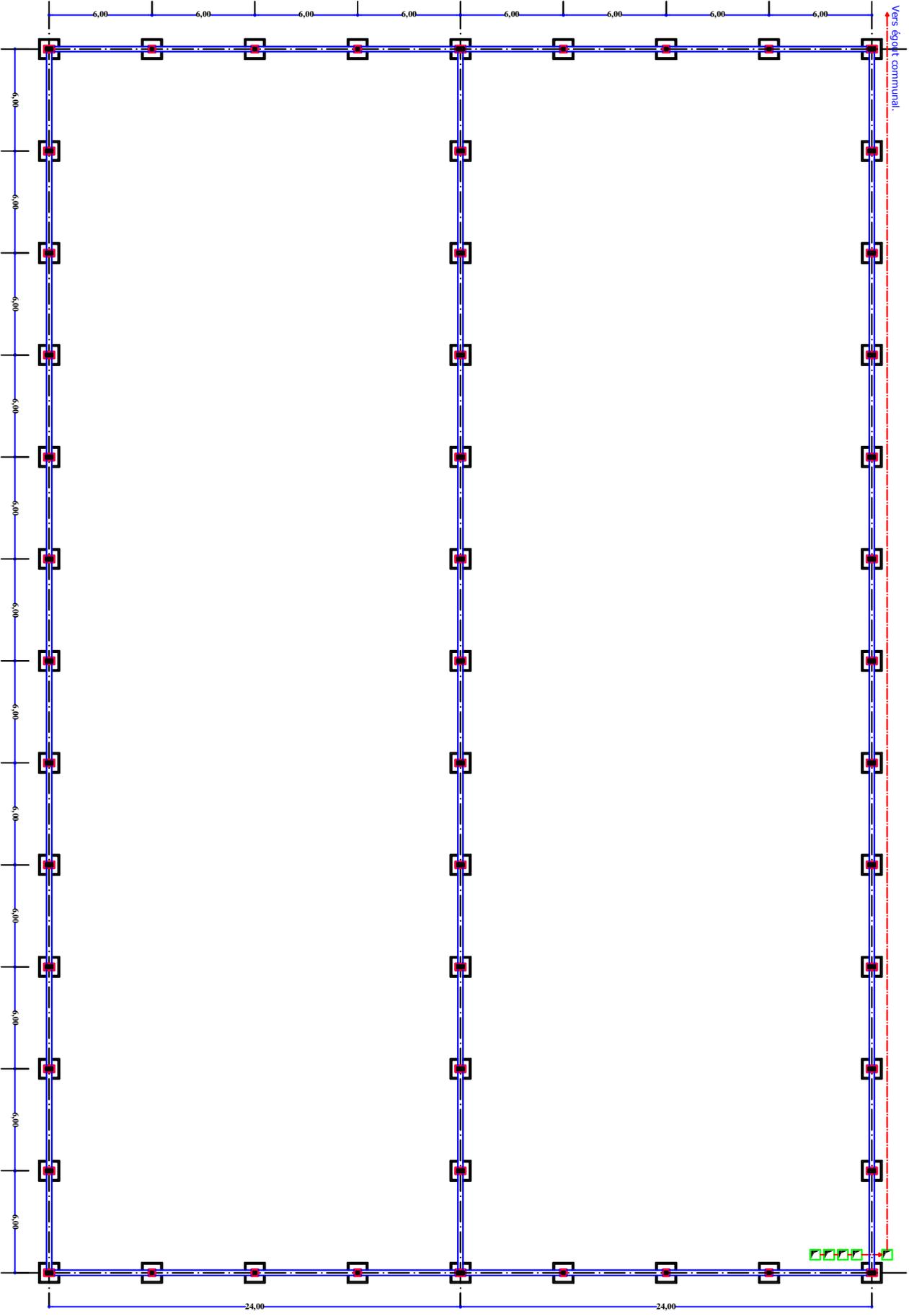


Propriété consorts  
BENALY Cherif.

Propriété consorts  
BENALY Cherif.

Propriété E.T.B  
AT HELLAL.

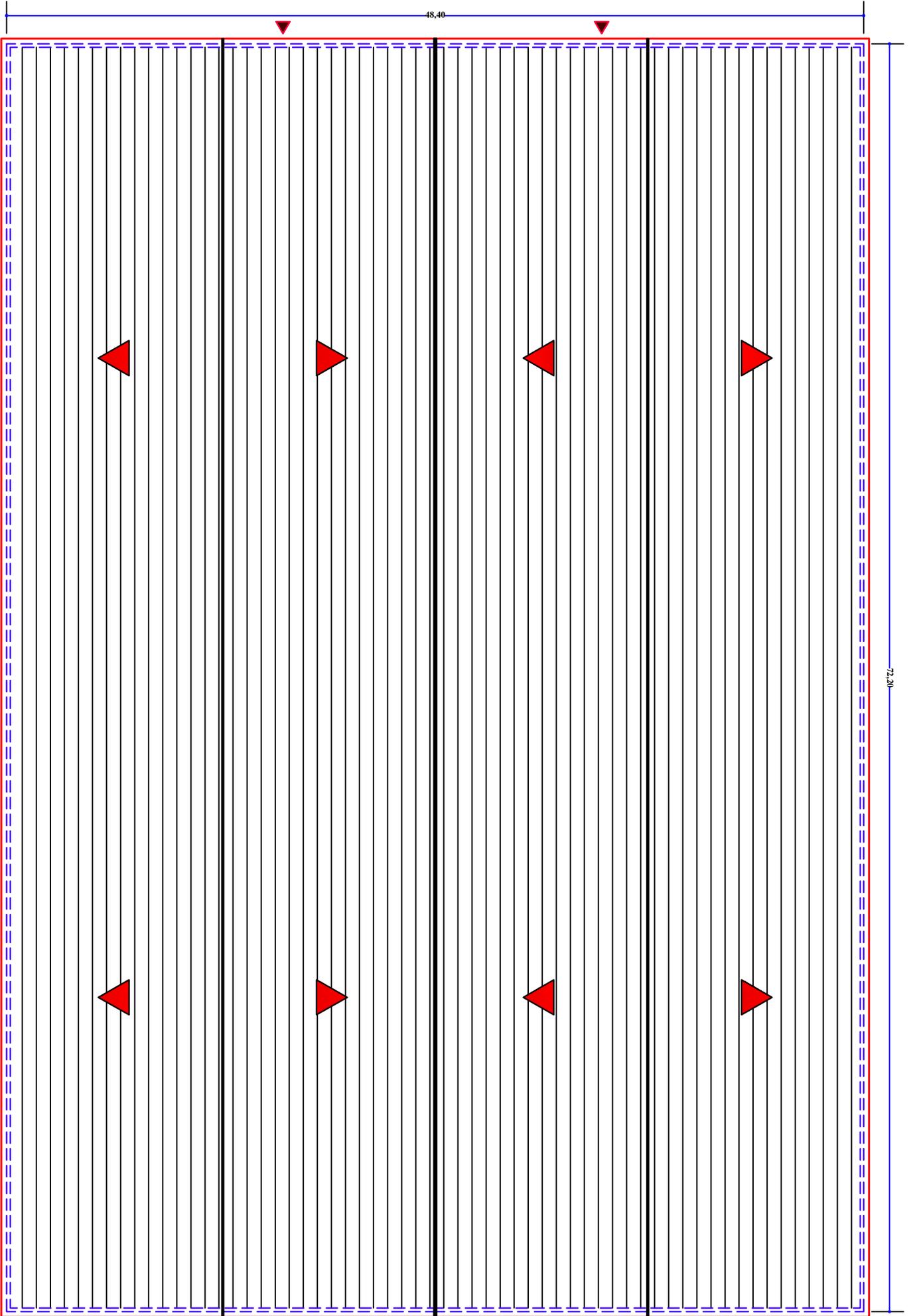
PLAN DE MASSE Ech : 1/1 000.



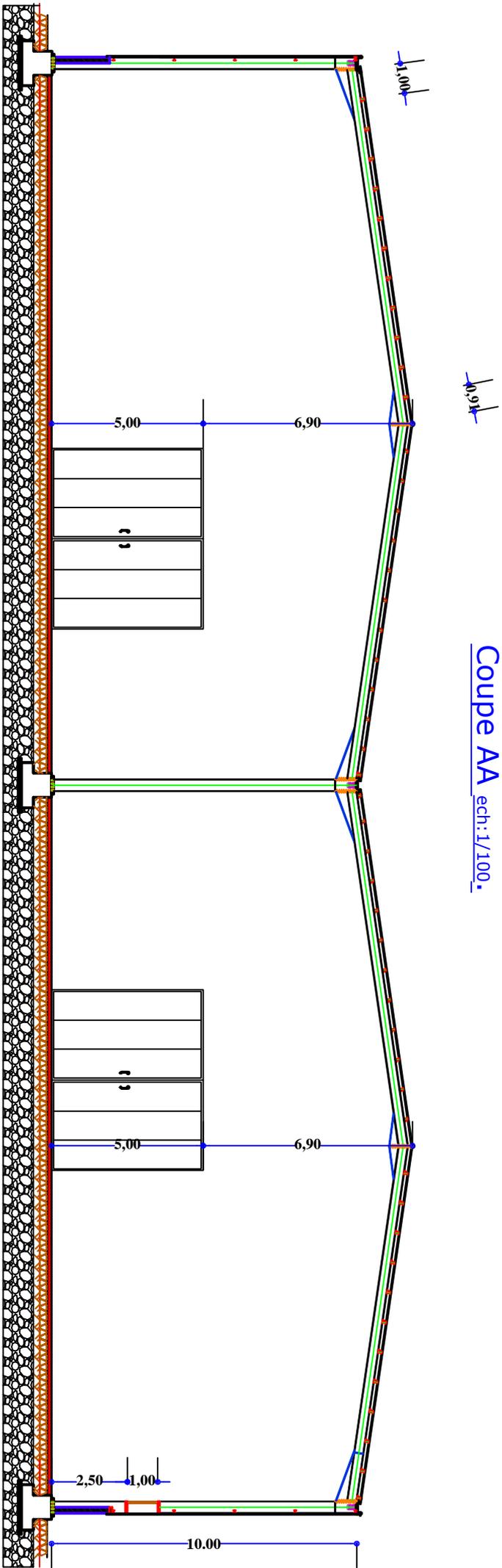
Plan de fondations ech.:1/100.

72,00





Plan de toiture ech: 1/100.



Coupe AA ech:1/100.