



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche scientifique
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la construction

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

Option : Construction métallique

Thème :

*Etude et dimensionnement d'un hangar en
construction métallique à usage
industriel avec un appentis (bloc)
administratif*

Réalisé par:

M^r: SAAD Billal

M^r: KETTEB Younes

Devant le jury:

Promoteur: M^r: ILLOULI. S

President: M^r: DAHMANI. L

Examineur: M^r: BOUDJEMIA. A



Remerciements

*Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience
pour terminer ce travail.*

*Nous exprimons nos sincères remerciements :
A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous
avons effectué.*

*A notre promoteur ILLOULI pour leur aide.
A l'ensemble des enseignants du département de Génie civil et
spécialement ceux de la classe Construction métallique.*

*Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la
réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce
mémoire.*



Listes des figures

Chapitres I

Figures 1 : vu de la structure en 3D.....	2
---	---

Chapitres II

Figures 1: Valeurs de C_e pour les parois verticales - Direction V1 du vent.....	9
figures 2: Valeurs de C_e pour la toiture - Direction V1 du vent.....	11
figures 3: Valeurs de C_e pour les parois verticales - Direction V2 du vent.....	13
figures 4: Valeurs de C_e pour la toiture - Direction V2 du vent.....	15
figures 5 : Valeurs de C_e pour les parois verticales - Direction V3 du vent.....	17
figures 6: Valeurs de C_e pour la toiture - Direction V3 du vent.....	19
figures 7: C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieure.....	20
figures 8: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent.....	23
figures 9: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V1 du vent.....	24
figures 10 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent.....	25
figures 11: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V2 du vent. Avec dépression (F) -0.9.....	26
figures 12: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V2 du vent. Avec dépression (F) +0.2.....	27
figures 13 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent.....	28
figures 14: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V3 du vent. Avec dépression (F) -0.9.....	29
figures 15: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V3 du vent. Avec dépression (F) +0.2.....	29
figures 16 : Répartition des pressions sur les paroi vertical - Direction V1 du vent.....	30
figures 17: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V1 du vent.....	31
figures 18: Répartition des pressions sur les paroi vertical - Direction V2 du vent.....	32
figures 19 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction V2 du vent. Avec dépression (F) -0.9.....	33
figures 20: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V2 du vent. Avec dépression (F) +0.2.....	34
figures 21 :les surfaces des frottement.....	35
figures 22 :aire frottement.....	36
figures 23.Stabilité longitudinal.....	39
figures 24charge de la neige sur la toiture.....	40

Chapitres III

Figure 1:Disposions de la panne sur la toiture de la salle.....	42
Figure 2: équivalence des charges d'entretien.....	43
Figure 3 : Panne de toiture en flexion sous les défèrent plans de chargement.....	45
Figure 4: Panne de toiture en flexion sous les défèrent plans de chargement.....	46
Figure 5: Déversement des pannes.....	48
Figure 6 : Vérification de la flèche.....	50
Figure 7: Représentation des efforts de traction dans les liernes.....	56

Figure 8 : Évaluation des efforts dans les liernes.....	57
Figure 9: lisses des bardages	58
Figure 10: surcharges climatique V : (horizontale suivant le plan de l'âme).....	69
Figure 11 : surcharges climatique V : (horizontale suivant le plan de l'âme).....	74
Figure 12 :disposition de sablière.....	82

Chapitres IV

Figure 1: Disposition des contreventements de toiture	84
Figure 2 :exemple d'assemblage avec boulon.....	86
Figure 3: charge applique sur la panne	88
Figure 4 :palliée de stabilité en long pan	94
Figure 5 :effort de traction dans la diagonale tendue	94
Figure 6:Disposition des contreventements de toiture	96
Figure 7: palliée de stabilité en long pan	98
Figure 8:palliée de stabilité en long pan.....	100
Figure 9: palliée de stabilité en long pan.....	101

Chapitres V

Figure 1: vue de face de portique	110
Figure 2 : Position des nœuds et les barres.....	110
Figure 3: numérotation des barres.....	111
Figure 4: charges permanentes	112
Figure 5: charges de vents	113
Figure 6: charges de neige	113
Figure 7: Vue de face de portique simple	119
Figure 8: diagrammes des moments la combinaison (G+1.5V).....	124
Figure 9: diagrammes de l'effort normaux sous la combinaison (G+1.5N)	124
Figure 10: diagrammes des efforts tranchant sous la combinaison (G+1.5V)	124
Figure 11Diagrammes des moments sous la combinaison (1.35G+1.5N).....	125
Figure 12Diagrammes de l'effort normaux sous la combinaison (1.35G+1.5N).....	125
Figure 13 : Diagrammes des efforts tranchant sous la combinaison (1.35G+1.5N)	126

Chapitres VII

Figure 1: Disposition de l'échantignole	132
Figure 2 : Assemblage poteau-traverse	135
Figure 3: Détails d'assemblage	136
Figure 4: Résistance âme du poteau dans la zone tondue	138
Figure 5: Assemblage poteau-traverse	141
Figure6 : Détails d'assemblage	141
Figure 7 : Assemblage du faitage.....	145
Figure 8: Assemblage des diagonales	147
Figure 9: Assemblage poteau-traverse	149
Figure 10: Détails d'assemblage	150

Figure 11: des raidisseurs de 10 mm	151
--	-----

Chapitres VIII

Figure 1 : Base des poteaux encastre.	153
Figure 2: Base des poteaux encastre.	153
Figure 3 : Détails sur l'assemblage	154
Figure 4 : Dimensions de la plaque d'assise	156
Figure 5: Types de tiges d'ancrage	158
Figure 6 : Tige d'ancrage.....	160

Chapitres IX

Figure 1: La semelle.....	161
Figure 2 : Ferrailage des semelles isolées.....	163

Listes des tableaux

Chapitres I

Tableau 1 : les différentes zones	2
Tableau 2 : données géométriques de l'atelier	2
Tableau 3 : données géométriques de l'appentis.....	2

Chapitres II

Tableau 1: valeur de q_{ref} , q_p , C_e	7
Tableau 2 : valeur de q_{ref} , q_p , C_e	7
Tableau 3 : valeur de C_{pe}	8
Tableau 4: valeur de C_{pe}	9
Tableau 5:valeur de C_{pe}	10
Tableau 6:valeur de C_{pe}	10
Tableau 7:valeur de C_{pe}	12
Tableau 8 Valeur de C_{pe}	12
Tableau 9:valeur des C_{pe}	14
Tableau 10:valeur de C_{pe}	14
Tableau 11:valeur de C_{pe}	16
Tableau 12:valeur de C_{pe}	18
<i>Tableau 13 :pression statique du vent.....</i>	<i>22</i>
Tableau 14:pression statique du vent.	23
Tableau 15:la pression statique du vent	24
Tableau 16:la pression statique du vent	25
Tableau 17:Pression du au vent.....	28
Tableau 18: Pression du au vent.....	32
Tableau 19: Pression du au vent.....	33
Tableau 20:Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V1.....	38
Tableau 21 :Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V1.....	38
Tableau 22:Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V2.....	39
Tableau 23:Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V2.....	39

Chapitres V

Tableau 1: Caractéristique de la courbe de flambement.	108
Tableau 2 : données géométriques des barres	111
Tableau 3:Caractéristique des barres.....	111

Tableau 4:Les charges	112
Tableau 5:Les combinaisons	114
Tableau 6:Caractéristique des barres.....	120

Chapitres IX

Tableau 1: Effort a la base du poteau	162
Tableau 2: Effort a la base du poteau	164

SOMMAIRES

Chapitres I : introduction et presentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation de sujet.....	1
I.2.1 Implantation	2
I.2.2 Les dimensions géométriques	2
I.3 Matériaux utilisés.....	2

Chapitre II : etudes climatique

Etudes au vent

II.1- Introduction.....	4
II.2- Pression statique due au vent.....	4
II.2.1- Calcule de la pression :.....	5
II.2.2- Détermination de coefficient de pression extérieure Cpe :.....	7
II.2.3- Coefficient de pression Ci (ouverture ferme)	22
II.3- Pression statique du vent(ouverture ferme)	30
II.3.1- force de frottement.....	35
II.4- Calcul de la stabilité d'ensemble	39

Etude de neige

II.5- Introduction.....	40
II.5.1- Valeurs caractéristiques de la neige Sk	40
-Coefficient de forme de la toiture.....	41
II.6- Conclusion.....	41

Chapitres III :predimensionnement des element secondaires

III.1 Introduction	42
III.2 Les pannes	42
III.2.1 Les pannes de la toiture dans hangar	42
III.2.1.1 Évaluations des charges	43
III.2.1.2 Combinaisons de charge les plus défavorables :.....	44
III.2.1.3 Vérification à l'état limite ultime (ELU)	44

SOMMAIRES

III.2.1.4 Vérification de l'état limite de service (ELS)	50
III.2.1.5 Conclusion :	51
III.2.2 Les pannes de l'appentis	51
III.2.3.1 Évaluations des charges	51
III.2.3.2 Vérification à l'état limite ultime (ELU)	53
III.2.3.3 Vérification de l'état limite de service (ELS)	55
III.2.4 Conclusion :	55
III.3 Dimensionnement des liernes de pannes :	56
III.3.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes.....	56
III.3.1.1 Déterminer de diamètre des liernes (hangar)	57
III.3.2 Déterminer de diamètre des liernes (appentis)	57
Conclusion	57
III.4 Calcul des lisses de bardage	58
III.4.1 Hypothèse de calcul.....	58
III.4.1.1 Evaluation des charges.....	58
III.4.2 La surcharges climatique du au vent (\perp pignon).....	59
III.4.2.1 Condition de la résistance (ELU).....	59
III.4.2.2 Vérification de l'état limite de service (ELS)	60
Conclusion :	60
III.5 Appentis	60
III.5.1 La surcharges climatique du au vent (\perp pignon).....	60
III.5.2 Conclusion	61
III.5.3 La surcharges climatique du au vent (\perp lon pang)	61
III.5.3.1 Condition de la résistance (ELU).....	61
III.5.3.2 Vérification de l'état limite de service (ELS)	62
III.5.4 Conclusion :	64
III.5.5 Appentis.....	64
III.5.5.1 Condition de la résistance (ELU).....	64
III.5.5.2 Vérification de l'état limite de service (ELS)	65
III.5.5.3 Vérification au déversement	66
III.6 Calcul des liernes	66
III.6.1 Calcul des liernes de long pan (hangar).....	66

SOMMAIRES

III.6.2 Calcul des liernes de long pan (appentis)	67
III.7 Les potelets	68
III.7.1 Introduction :	68
III.7.2 Dimensionnement des potelets	68
Pré dimensionnement des potelets par critère de flèche	68
III.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :	69
III.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :	70
III.7.2.3 Conclusion	73
III.7.3 Vérification de HEB 260 à l'ELS	74
III.7.3.1 Conclusion	74
III.7.4 Dimensionnement des potelets d appentis	74
III.7.4.1 Vérification de la section à la résistance :	75
III.7.4.2 Vérification de l'IPE140 à l'ELS	81
III.7.5 Conclusion	81
III.8 Les sablières	81
III.9 Conclusion générale.....	82

Chapitre IV : études des contreventements

IV.1- Introduction.....	84
IV.2- Rôle des systèmes de contreventement	84
IV.3- Calcul de la poutre au vent en pignon	84
- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets	85
IV.4- Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la sécurité.....	87
- Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire.....	88
- Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité	90
IV.5- Calcul de la palliée de stabilité en long pan	93
-conclusion :	96
IV.6- Calcul de la poutre au vent en pignon	96
-conclusion :	98
IV.7- Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité	98
II.7.1- Calcul de la palliée de stabilité en long pan	98
-conclusion :	99

SOMMAIRES

IV.8- Calcul de la palliée de stabilité en long pan pour appentis.....	100
-conclusion :	101
IV.10- Calcul de la palliée de stabilité en long pan pour appentis.....	102
-conclusion :	103

Chapitres V :Etudes des portiques

V.1 Introduction	104
V.2 Partie 1(dimensionnement manuelle)	104
V.3 Dimensionnement des traverses	104
V.3.1 Généralité.....	104
Evaluation des charges et surcharge	104
V.3.2 Combinaison de charge les plus défavorable.....	104
V.3.3 Condition de la flèche	104
Vérification de la traverse au cisaillement.....	105
V.3.4 L'incidence de l'effort normal	105
V.3.5 Vérification de la stabilité au déversement.....	105
V.4 Dimensionnement des poteaux	105
V.4.1 Généralité.....	105
V.4.2 Evaluation des charges et surcharge	105
V.4.3 Combinaison de charge les plus défavorable.....	106
V.4.4 Pré dimensionnement des poteaux.....	106
V.4.5 Vérification de l'effort tranchant	106
V.4.6 Effort de compression.....	106
V.4.7 Vérification des poteaux (HEB360) au Flambement.....	107
V.5 Partie II (calcul et vérification avec logiciel).....	109
V.6 Introduction	109
V.7 Vérification des éléments avec le logiciel ROBOT	110
V.7.1 Portique n ⁰ 1	110
V.7.2 Données géométriques des nœuds	110
V.7.3 Données géométriques des barres.....	111
V.7.4 Bilan des charges	112

SOMMAIRES

V.7.5	Combinaisons d'action	114
V.8	Dimensionnement et vérification	114
V.8.1	Les traverse	114
V.8.2	Les Poteaux.....	117
V.9	Portique n^o 2.....	119
V.10	Dimensionnement et vérification	120
V.10.1	Les traverses	120
V.10.2	Les Poteaux.....	120
V.11	Remarque	121
V.12	Les diagrammes des efforts et des moments	123
V.13	Conclusion	126

Chapitres VI : etudes sismique

VI.1	INTRODUCTION	127
VI.2	Evaluation de la force sismique	127
VI.2.1	Détermination du Coefficient d'accélération de zone « A »	127
VI.2.2	Facteur d'amplification dynamique moyen « D »	127
VI.2.3	Coefficient de comportement global de la structure « R »	128
VI.2.4	Facteur de qualité « Q »	128
VI.3	Poids total de la structure « W »	129
VI.3.1	Poids total de la structure	131
VI.4	Détermination de la force sismique totale	131
VI.5	Conclusion	132

Chapitre VII :etudes des assemblages

VII.1	Généralités	133
VII.1.1	Rôle des assemblages	133
VII.1.2	Fonctionnement des assemblages	133

SOMMAIRES

VII.2 Assemblage pannes – traverse	133
VII.2.1 Dimensionnement des échantignolles	133
VII.2.2 Calcul des charges revenant a l'échantignolle :	134
VII.2.3 Calcul du moment de renversement :	134
VII.2.4 Dimensionnement de l'échantignolle :	134
VII.2.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :	135
VII.2.6 Vérification des boulons au cisaillement + traction.....	135
VII.3 Assemblage de rive (hangar)	136
Vérification de la résistance à la flexion.....	137
VII.3.1 Effort de précontrainte dans le boulon	137
VII.3.2 Calcul du moment résistant.....	138
VII.3.3 Le moment résistant effectif de l'assemblage	138
VII.3.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	138
VII.3.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	139
VII.3.6 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	140
VII.3.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	141
VII.4 Assemblage de rive (appentis)	142
VII.4.1 Le moment résistant effectif de l'assemblage	143
VII.4.2 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	143
VII.4.3 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	144
VII.4.4 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	144
VII.4.5 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	146
VII.5 Assemblage de faîtage	146
VII.5.1 Disposition des boulons :	146
VII.5.2 Le moment résistant effectif de l'assemblage	147
VII.5.3 Vérification de la résistance de l'assemblage	147
VII.5.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	147
VII.6 Assemblage de la diagonale sur le gousset (palées de stabilités)	148
VII.6.1 Pré dimensionnement du gousset :	148
Distribution de l'effort normale sur les boulons.....	149
VII.6.2 Vérification à la pression diamétrale.....	149
VII.6.3 Vérification a la traction.....	149

SOMMAIRES

VII.6.4 Vérification au cisaillement	149
VII.7 Contreventements horizontaux poutre au vent	149
Distribution de l'effort normale sur les boulons	149
VII.7.1 Vérification à la pression diamétrale.....	150
VII.7.2 Vérification a la traction.....	150
VII.7.3 Vérification au cisaillement	150
VII.8 Vérification de la jonction entre hangar et appentis	150
Vérification de la résistance à la flexion.....	151
VII.8.1 Effort de précontrainte dans le boulon	152
VII.8.2 Le moment résistant effectif de l'assemblage	152
VII.8.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	152
 Chapitres VIII :etudes des ancrages	
VIII.1 Définition	153
VIII.2 Données de base	154
VIII.3 Résistance du béton à la compression	154
VIII.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement	154
VIII.4.1 Estimation de l'air de la plaque d'assise.....	155
VIII.4.2 Choix du type de la plaque d'assise.....	155
Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise	155
VIII.4.3 Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c'	156
VIII.4.4 Calcul de la section efficace A_{eff}	156
VIII.4.5 Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd}	157
VIII.4.6 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant.....	157
VIII.4.7 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise	157
VIII.5 Les tiges d'ancrage	157
VIII.6 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement	158
VIII.6.1 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement	159
VIII.6.2 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance.....	159
VIII.6.3 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence.....	159

SOMMAIRES

Chapitres IX :Etudes des fondation

IX.1 Introduction.....	161
IX.2 Choix du type de fondation	161
IX.3 Charges à considérer	161
IX.4 Cas 1 dans le hangar	161
IX.4.1 Dimensionnements de la semelle	161
IX.4.2 Calcul de ferraillages	162
IX.4.3 Condition de non fragilité.....	163
IX.4.4 Détermination de la hauteur du patin ‘e	163
IX.5 Conclusion	164
IX.6 Cas 2 dans l’appentis	164
IX.6.1 Calcul de ferraillages	164
IX.6.2 Condition de non fragilité.....	165
IX.7 Calcul des longrines.....	165

Notations

Charge

G : Charges permanentes.

N: Surcharge climatique de Neige.

V: Surcharge climatique de Vent.

Sollicitation

M_{ed} : Moment fléchissant de calcul.

N_{ed} : Effort normal.

V_{ed} : Effort tranchant.

$N_{pl,Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

$V_{pl,Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant

$M_{pl,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique.

Caractéristique du matériau

E : Module d'élasticité longitudinale.

f_y : Limite élastique du matériau.

f_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections

A : Aire de la section brute.

I_y : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

t_f : Épaisseur de la semelle.

t_w : Épaisseur de l'âme.

b : Largeur de la semelle.

H : hauteur de la section

L : longueur de l'élément

W_{ply} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy.

G_p : Poids propre

Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons

d : Diamètre des boulons

d_0 : Diamètre des trous de fixation

A_s : Section des boulons

f_{ub} : Résistance à la traction des boulons

f_{yb} : Limite d'élasticité des boulons

Autres symboles

λ : Elancement.

λ_1 : Elancement Eulérien.

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

h_{LT} : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

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

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

α : Facteur d'imperfection pour le flambement.

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

Grandeurs à mesurer	Unités pratiques	Unités théoriques	Équivalence
Efforts	daN kN	N N	1 daN = 10 N 1 kN = 10 ³ N
Longueurs	mm	m	1 mm = 10 ⁻³ m
Sections	mm ²	m ²	1 mm ² = 10 ⁻⁶ m ²
Moments fléchissants	daNm kNm	Nm Nm	1 daNm = 10 Nm 1 kNm = 10 ³ Nm
Moments statiques	cm ³	m ³	1 cm ³ = 10 ⁻⁶ m ³
Moments d'inertie	cm ⁴	m ⁴	1 cm ⁴ = 10 ⁻⁸ m ⁴
Contraintes	daN/mm ² N/mm ²	N/m ² = Pa N/m ² = Pa	1 daN/mm ² = 10 ⁷ Pa 1 N/mm ² = 1 MN/m ² = 1 MPa
Surcharges	daN/m ² kN/m ²	N/m ² = Pa N/m ² = Pa	1 daN/m ² = 10 Pa 1 kN/m ² = 10 ³ Pa

***INTRODUCTION
ET PRESENTATION DE
PROJET***



Chapitre I : Introduction et présentation

I.1 Introduction

Les structures en charpentes métallique sont définies et calculées pour rester en cohérence avec le projet architectural. Tous les calculs et justifications seront en vigueur.

Les plans d'exécution des ouvrages indiqueront les hypothèses des notes de calcul, les sections et dimensions des éléments, l'implantation de chaque élément, les assemblages et organes d'assemblages, les appuis ensemble des structures.

L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil à tenir compte des suivantes : L'usage, La résistance. Les exigences esthétiques, Les conditions économiques.

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction car le coût de revient d'une habitation à ossature métallique est nettement inférieur par rapport au coût d'une construction en béton, et l'acier utilisé dans la construction métallique pèse moins lourd et nécessite des murs moins épais et des fondations moins profondes qu'une construction en béton armé, et sa réalisation peut être beaucoup plus rapide que les autres alternatives,

D'autres avantages des structures métalliques sont les suivants :

- La possibilité de fabriquer intégralement les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité, le montage sur site sera effectué soit par soudage ou par boulonnage.
- La grande résistance de l'acier à la traction ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées
- L'adaptation plastique offre une grande sécurité

Parmi les inconvénients on peut citer :

- Les possibilités architecturales limitées par rapport aux constructions en béton armé.
- Mauvaise tenue de l'acier au feu cela exige des mesures de protections délicates.
- Nécessité d'entretien régulier, et des éléments contre la corrosion.

I.2 Présentation de sujet

Notre projet nous a été proposé par l'entreprise **SAZA ARCHITECTURES**. Qui consiste à étudier une minoterie industrielle en RDC, dont la structure est en charpente métallique sur la base des nouveaux règlements techniques algériens et en particulier le règlement parasismique algérien RPA 99 / version 2003.

Le projet intitulé "**étude d'une minoterie industrielle avec bloc administratif en RDC**" en charpente métallique implanté à SIDI NAAMANE en zone sismique II. Le terrain est plat. Le cahier des charges de cette structure présente.

Les données suivantes :

Chapitre I : Introduction et présentation

- Bloc industriel (atelier) : une hall
- Bloc administratif : une appentis pour les bureaux

I.2.1 Implantation

Cette structure est implantée dans la région de TIZI OUZOU, qui est définie dans les règlements Algériens :

Neige	Vent	sismique
Zone A	Zone I	Zone II

Tableau 1 : les différentes zones

I.2.2 Les dimensions géométriques

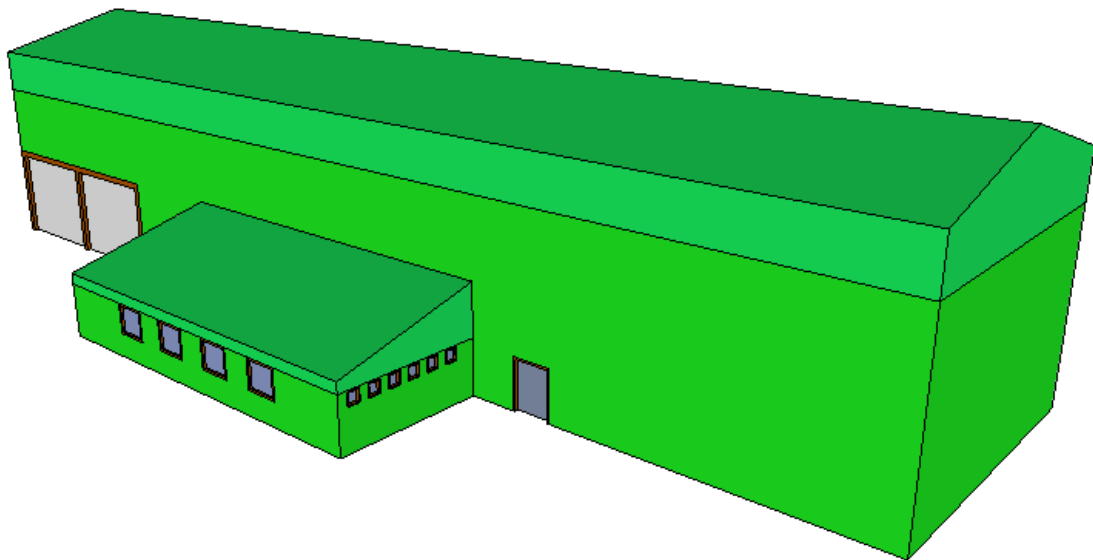


Figure 1 : vu de la structure en 3D

Atelier industriel

Atelier industriel	
Hauteur total	H=12.37
Longueur	L=54
Largeur	l=14
Hauteur de poteau	h=10.5
Distance entre portique	D=6
La pente de la toiture	$\alpha=15^{\circ}$

Tableau 2 : donnes géométriques de l'atelier

Chapitre I : Introduction et présentation

Appentis administratif

Partie administrative	
Hauteur totale	H=4.87
Longueur	L=18
Largeur	l=7.00
Hauteur de poteau	h=3.00
La pente de toiture	$\alpha=15^0$

Tableau 3 : données géométriques de l'appentis

I.3 Matériaux utilisés

Acier de construction

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, ou volontairement 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, soudabilité, corrosion).

- La résistance à la traction : $F_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $F_y = 235 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84\,000 \text{ MPa}$

Béton

Le béton est un matériau économique qui résiste, c'est un matériau constitué d'un mélange de ciment avec granulats et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

Ses caractéristiques sont :

- Le béton armé est dosé à 350 kg/m^3 .
- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$.
- Poids volumique = $2\,500 \text{ kg/m}^3$
- Module d'élasticité : $E = 14\,000 \text{ MPa}$.

Les boulons

Les boulons choisis pour les assemblages des éléments principaux de la structure seront de type à haute résistance de classe 10.9.

Chapitre I : Introduction et présentation

Dont : - La limite d'élasticité $F_{yb} = 900 \text{ Mpa}$
- la résistance à la traction (F_{ub}) = 1000 Mpa

ETUDE CLIMATIQUE



Etude au vent

II.1-Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent dans les deux directions principales. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

Les valeurs de pression du vent dépendent des facteurs suivants:

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.

II.2-Pression statique due au vent

– La pression statique due au vent est déterminée par la formule suivante :

$$P_h = C_d * q_h * (C_e - C_i)$$

Coefficients de calcul :

Effet de la région :

Notre structure est située dans la **zone I**, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

Effet de site :

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) la catégorie de terrain est **III**.

D'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,190$
- Le paramètre de rugosité $z = 0,05\text{m}$
- La hauteur minimale $z_{min} = 2\text{m}$. (Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013).
- $\epsilon = 0,52$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

II.2.1.1 Coefficient topographique

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées, etc. Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Chapitre II RNVA 2013)

II.2.1.2 Calcul de coefficient dynamique C_d :

le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (**Chapitre III : coefficient dynamique** dans **RNVA 2013**). $C_d = 1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m

II.2.2- Calcul de la pression :

II.2.2.1 Détermination de la pression dynamique pointe $Q_p(z_e)$:

La pression dynamique est donnée par la formule : $q_{dyn} = q_{ref} \cdot C_{ex}$

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

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

Le coefficient d'exposition est donné par la formule : $C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + \frac{7K_t}{C_r} \times C_t]$
 $C_t = 1,15$ (coefficient de topographie)
Chapitre II § 2. 4.5 RNV 2013 P53

Catégorie du terrain III (région urbaine) alors :

- Facteur de terrain $K_t = 0,190$
- Paramètre de rugosité $Z_0 = 0,05 \text{ m}$
- Hauteur minimale : $Z_{min} = 2 \text{ m}$

Coefficient de rugosité C_r :

On est dans le cas où la hauteur totale est entre la hauteur minimale $Z_{min} = 2 \text{ m}$ et 200m

Alors le coefficient de rugosité se calculera par la formule suivante :

II.2.2.2 Dans la toiture:

Hangar : $C_r = K_t \times \ln(Z/Z_0) = 0,190 \times \ln(12,37/0,05) = 1,046$

Appentis : $C_r = K_t \times \ln(Z/Z_0) = 0,190 \times \ln(4,87/0,05) = 0,867$

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

II.2.2.3 Dans la paroi verticale:

$$\text{Hangar : } C_r = K_t \times \ln Z/Z_0 = 0,190 \times \ln(10.50/0.05) = 1.015$$

$$\text{Appentis : } C_r = K_t \times \ln Z/Z_0 = 0,190 \times \ln(3.00/0.05) = 0.777$$

II.2.2.4 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$:

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

$C_e(z)$ est donnée par:

$$\text{formule suivante : } C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7 * I_v(z)] .$$

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.

z (en m) est la hauteur considérée.

II.2.2.5 Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b.

$$I_v = \frac{1}{C_t \ln \left(\frac{h_{\min}}{h_0} \right)}$$

Parois vertical

$$\text{Hangar : } I_v = \frac{1}{1 * \ln \left(\frac{10.5}{0.05} \right)} = 0,157$$

$$\text{Appentis : } I_v = 0.196$$

Dans la toiture:

$$\text{Hangar : } I_v = \frac{1}{1 * \ln \left(\frac{12.30}{0.05} \right)} = 0,153$$

$$\text{Appentis : } 0.179$$

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

•Paroi vertical :

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

• $C_e(10.50) = (1.015)^2 \cdot 1^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0.157] \rightarrow C_e(10.50) = 2.162$

• $C_e(3.00) = (0.777)^2 \cdot 1^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0.196] \rightarrow C_e(3,00) = 1,43$

•Toiture:

• $C_e(12.3) = (1.046)^2 \cdot 1^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0.153] \rightarrow C_e(12.3) = 2.265$

• $C_e(4,8) = (0.867)^2 \cdot 1^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0.179] \rightarrow C_e(4,80) = 1.693$

• on a : $q_h(z_e) = q_{ref} \cdot C_e(z_e)$

• On résume les résultats dans le tableau suivant :

Hangar

	Ce	Qref(N/m ²)	Qh(N/m ²)
Parois verticales	2.162	375	810.75
toitures	2.265	375	849.37

Tableau 1: valeur de qref, qp, Ce

Appentis

	Ce	Qref(N/m ²)	Qh(N/m ²)
Parois verticales	1.43	375	536.25
toitures	1.69	375	633.75

Tableau 2 :valeur de qref, qp, Ce

II.2.3-Détermination de coefficient de pression extérieure Cpe :

Les coefficients de pression extérieure Cpe applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés Cpe1 pour les coefficients locaux et Cpe10 pour les coefficients globaux, respectivement. (**Chapitre 5:coefficient de pression, page 80 RNVA2013**).

• $C_{Pe} = C_{Pe1} \quad S \leq 1m.$

• $C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) \quad 1m^2 < S < 10m^2$

• $C_{Pe} = C_{pe10} \quad S \geq 10m^2$

Tel que : s est la surface chargée de la paroi considérée en m².

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

II.2.3.1 Vent perpendiculaire au pignon V1

• Pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on a:

Hangar. $b=14\text{m}$, $d=54\text{m}$, $h=10.5\text{m}$ et $e=\min[b, 2h]=14\text{m}$

Appentis : $b=7\text{m}$, $d=18\text{m}$, $h=3\text{m}$ et $e=\min[b ; 2h]=6\text{m}$

Donc on utilise la légende suivante: 5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)

Hangar

On a : $e < d = 54\text{m}$.

$$\frac{e}{5} = \frac{14}{5} = 2,8$$

Zone A : 2.8 m

Zone B : 11.2 m

Zone C : 40 m

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

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

Tableau 3 : valeur de Cpe

Appentis

On a: $e < d = 18\text{m}$.

$$\frac{e}{5} = \frac{6}{5} = 1.2$$

Zone A : 1.2 m

Zone B : 4.8 m

Zone C : 12 m

La surface $\frac{e}{5} \times h = 3.6\text{ m}^2 < 10\text{ m}^2$ (de la zone A) donc

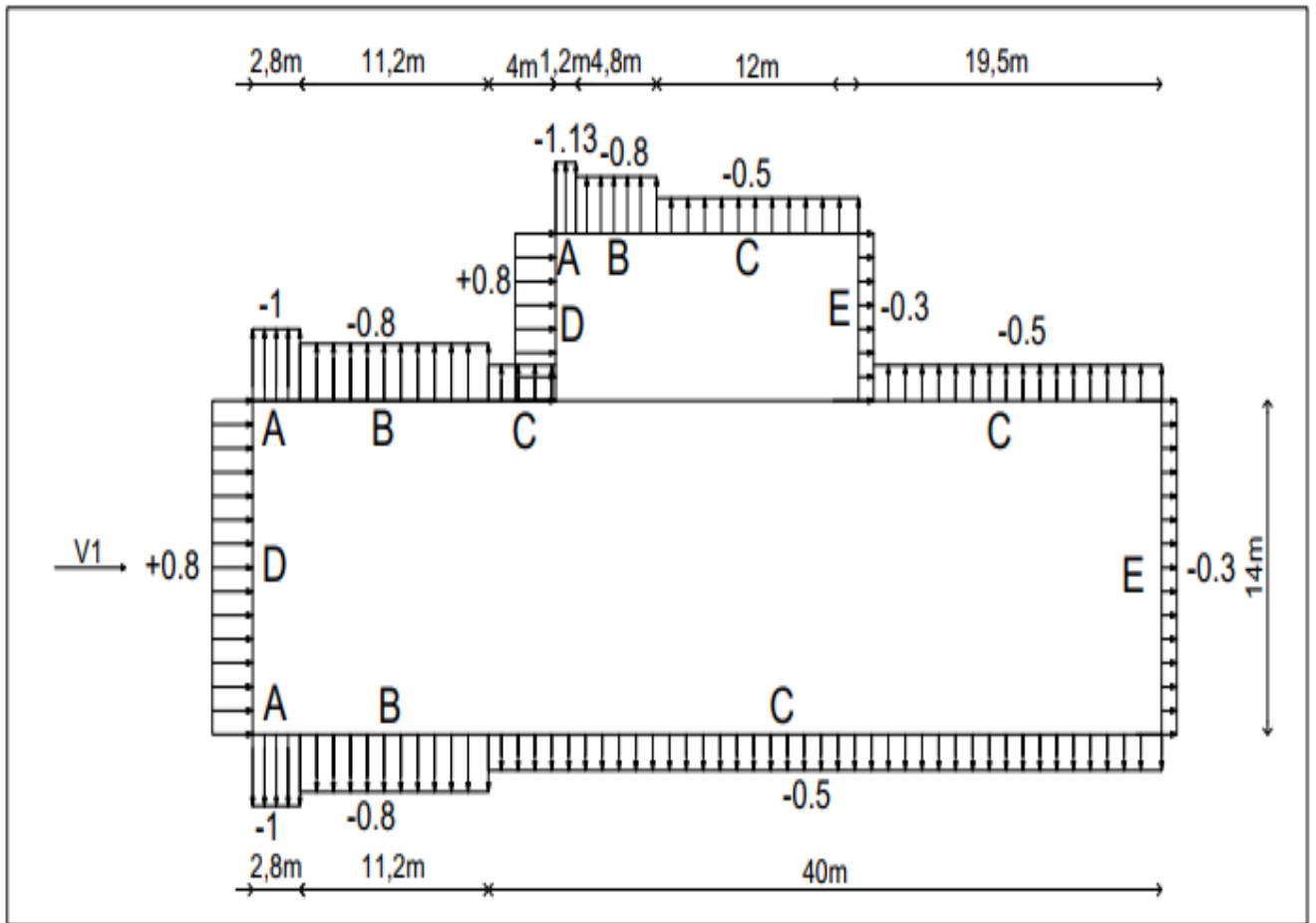
$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(3.6) = -1.13$$

et pour les autres surfaces supérieures a 10 donc $C_{pe} = C_{p10}$

B	C	D	E
-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 4: valeur de Cpe

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013



Figures 1: Valeurs de C_e pour les parois verticales - Direction V1 du vent.

Pour la Toiture

Hangar

$$\frac{e}{4} = \frac{14}{4} = 3.5$$

$$\frac{e}{10} = \frac{14}{10} = 1.4$$

$$\frac{e}{2} = \frac{14}{2} = 7.0$$

La pente de versant est $\alpha = 15^\circ$

La surfaces des zones $S_f = 5.07 \text{ m}^2$ et $S_g = 5.07 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

Pour $\alpha = 15.0^\circ$:

- Zone F : $C_e = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) = -1.5$
- Zone G : $C_e = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) = -0.98$

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

- Zone H : $C_e = -0.6$
- Zone I : $C_e = -0.5$

F	G	H	I
-1.5	-0.98	-0.6	-0.6

Tableau 5: valeur de Cpe

Appentis

$$\frac{e}{10} = \frac{6}{10} = 0.6$$

$$\frac{e}{2} = \frac{6}{2} = 3$$

$$\frac{b}{2} = \frac{7}{2} = 3.5$$

La surfaces des zones $S_f = 2.17m^2$ et $S_g = 2.17m^2 < 10 m^2$

Pour $\alpha = 15.0^\circ$:

- Zone F : $C_e = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) = -1.76$
- Zone G : $C_e = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) = -2.29$

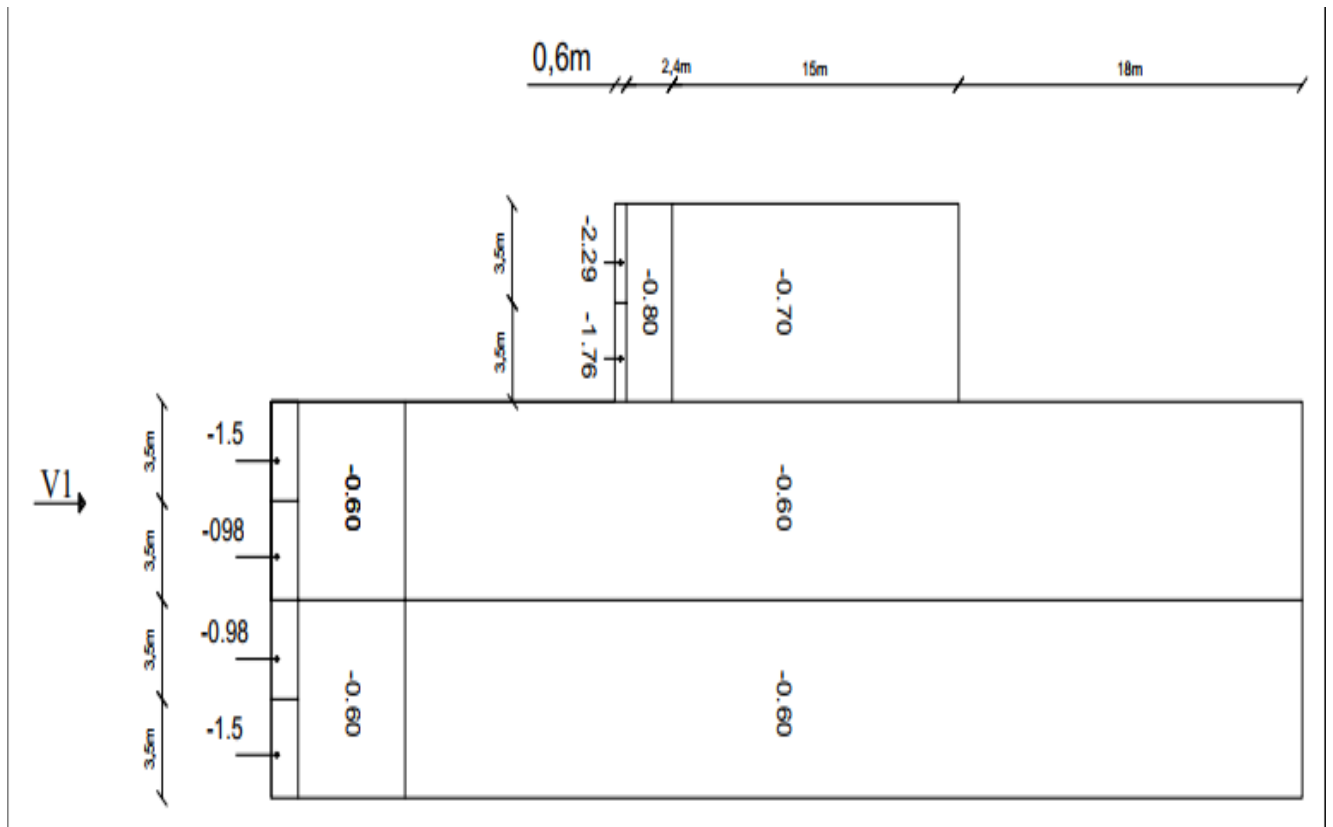
La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

- Zone H : $C_e = -0.8$
- Zone I : $C_e = -0.7$

F	G	H	I
-1.76	-2.29	-0.8	-0.7

Tableau 6: valeur de Cpe

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013



Figures2: Valeurs de Ce pour la toiture - Direction V1 du vent.

II.2.3.2 Vent perpendiculaire au Long pan V2

• Pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on a:

Hangar : $b=54\text{m}$, $d=14\text{m}$, $h=10.5\text{m}$ et $e=\min[b, 2h]=21\text{m}$

Appentis : $b=18\text{m}$, $d=7\text{m}$, $h=3\text{m}$ et $e=\min[b, 2h]=6\text{m}$

Donc on utilise la légende suivante: 5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)

Hangar

On a : $e > d = 14\text{ m}$.

$$\frac{e}{5} = \frac{21}{5} = 4.2$$

Zone A : 4.2 m

Zone B : 9.8 m

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

A	B	D	E
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau 7: valeur de Cpe

Appentis

On a : $e < d = 7 \text{ m}$.

$$\frac{e}{5} = \frac{6}{5} = 1.2$$

Zone A : 1.2 m

Zone B : 4.8 m

Zone C : 1 m

La surface $S_A = 3.80 \text{ m}^2$ $S_C = 4.73 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$ (de la zone A) donc

Zone A : $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(3.80) = -1.12$

Zone C : $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(4.73) = -0.5$

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

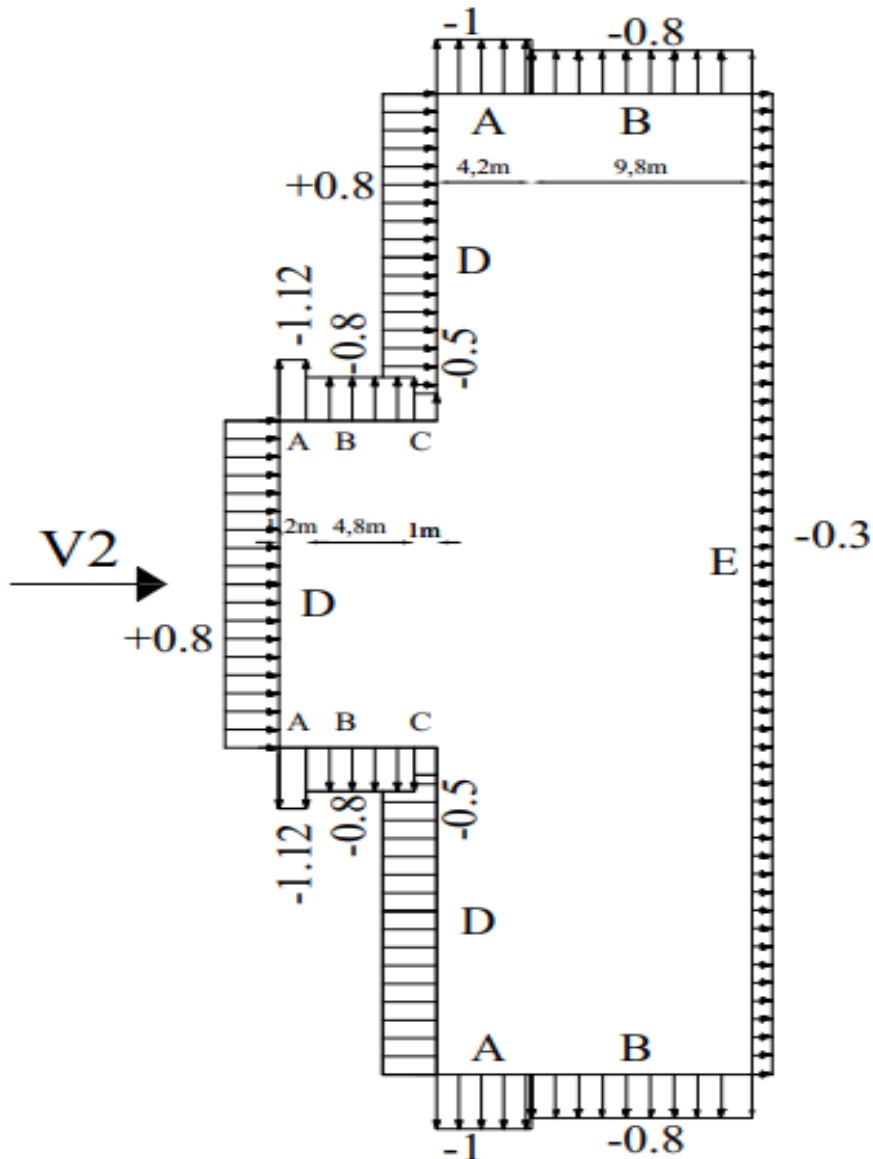
Zone B : $C_{pe} = -0.8$

La surface $S_D = (54 * 10.5) =$

Zone D : $C_{pe} = +0.8$

A	B	C	D
-1.12	-0.8	-0.5	+0.8

Tableau 8 : Valeur de Cpe



Figures3: Valeurs de Ce pour les parois verticales - Direction V2 du vent.

•Pour la Toiture

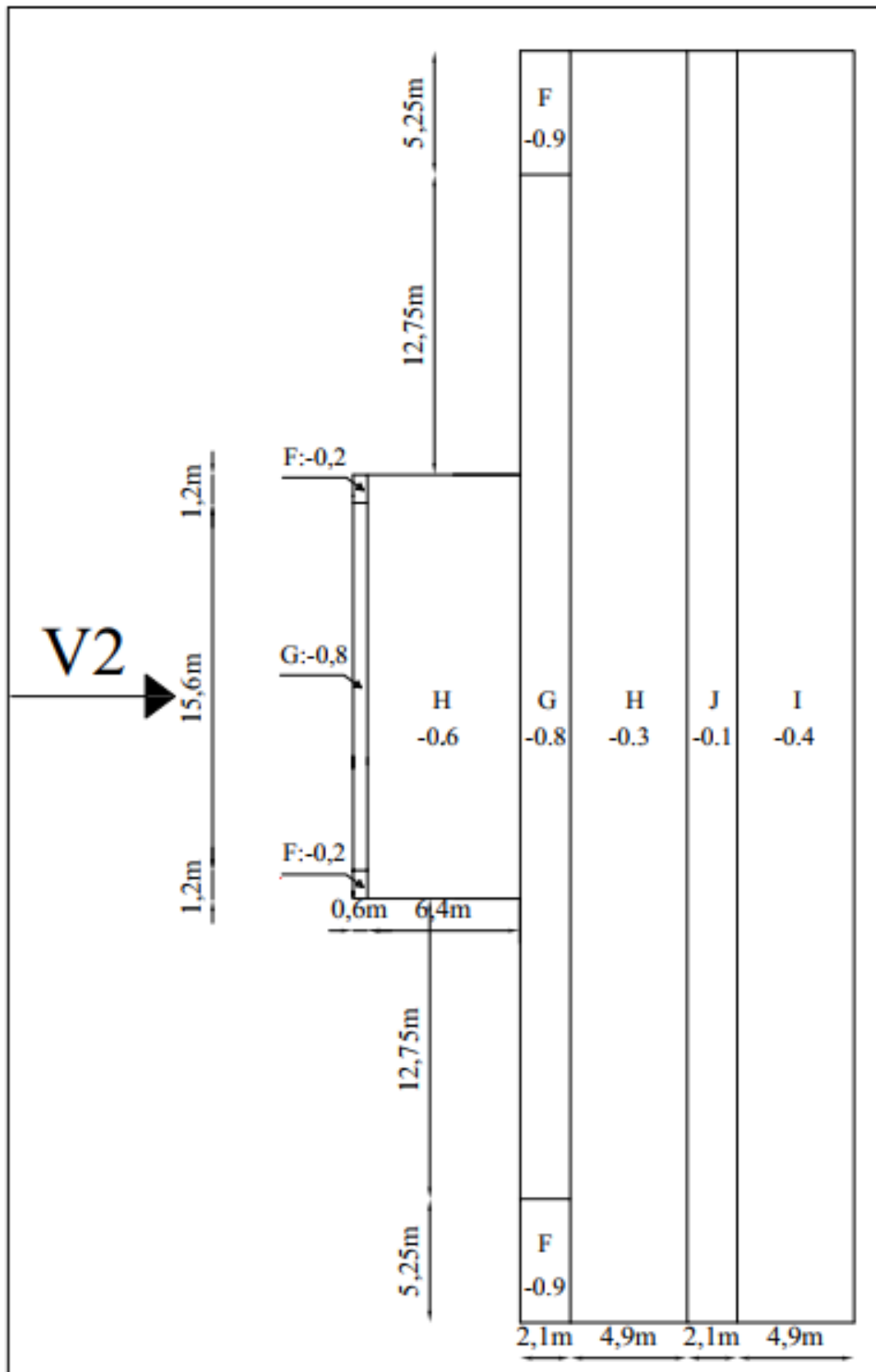
Hangar

$$\frac{e}{4} = \frac{21}{4} = 5.25$$

$$\frac{e}{10} = \frac{21}{10} = 2.1$$

La pente de versant est $\alpha=15^0$

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$



Figures4: Valeurs de Ce pour la toiture - Direction V2 du vent.

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

II.2.3.3 Vent perpendiculaire au Long pan V3

• Pour les parois verticales

Pour cette direction du vent on a :

Hangar. $b=54\text{m}$, $d=14\text{m}$, $h=10.5\text{m}$ et $e= \min[b, 2h]=21\text{m}$

Donc on utilise la légende suivante: 5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)

On a : $e > d = 14\text{ m}$.

$$\frac{e}{5} = \frac{21}{5} = 4.2$$

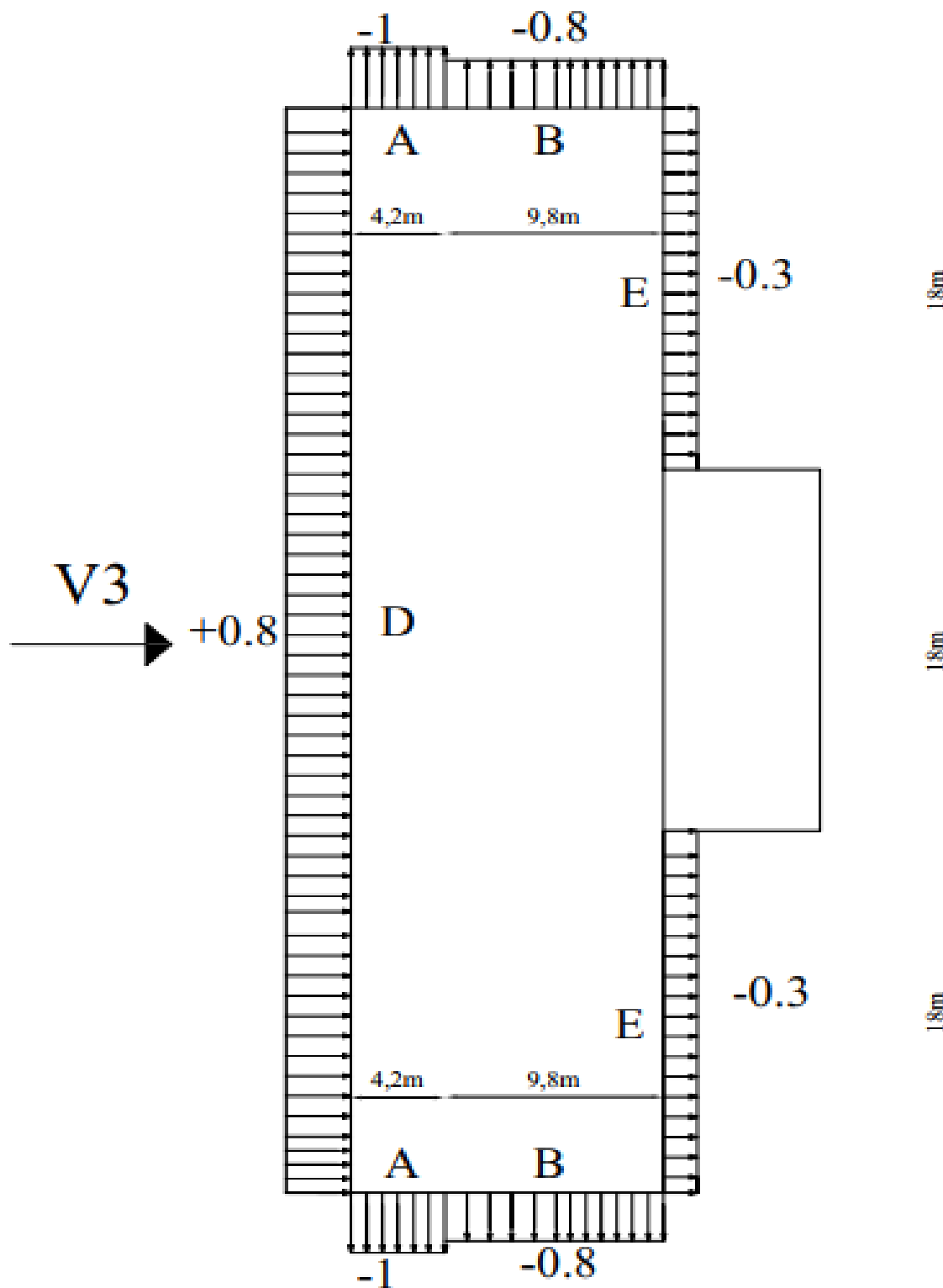
Zone A : 4.2 m

Zone B : 9.8 m

La surface est supérieure à 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	D	E
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau 11: valeur de C_{pe}



Figures5 : Valeurs de C_e pour les parois verticales - Direction $V3$ du vent.

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

•Pour la Toiture

$$\frac{e}{4} = \frac{21}{4} = 5.25$$

$$\frac{e}{10} = \frac{21}{10} = 2.1$$

La pente de versant est $\alpha=15^0$

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

- Zone F : $C_e = -0.9 ; +0.2$

- Zone G : $C_e = -0.8 ; +0.2$

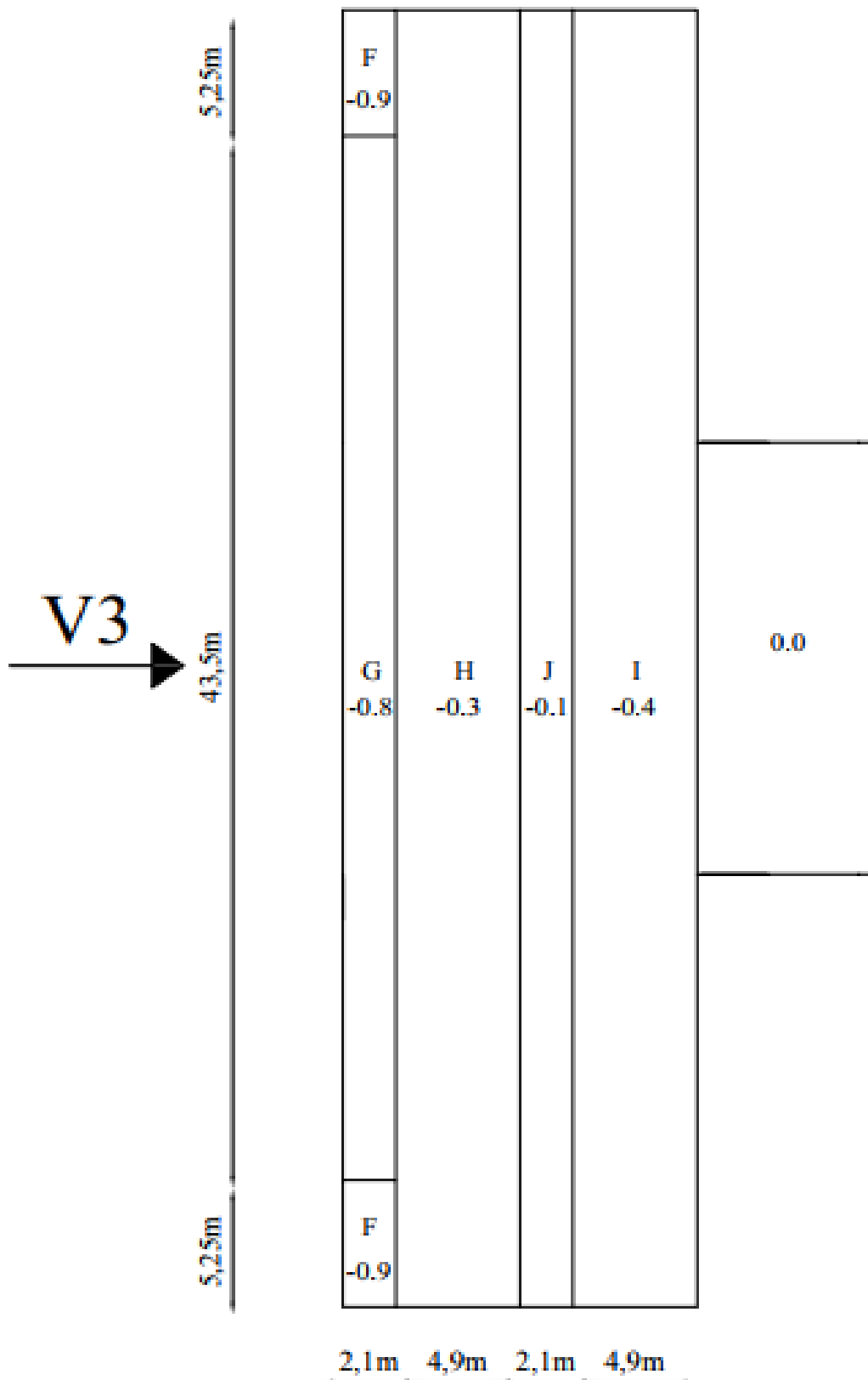
- Zone H : $C_e = -0.3 ; +0.2$

- Zone I : $C_e = -0.4$

- Zone J : $C_e = -1.0$

F	G	H	I	J
-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0
+0.2	+0.2	+0.2		

Tableau 12: valeur de Cpe



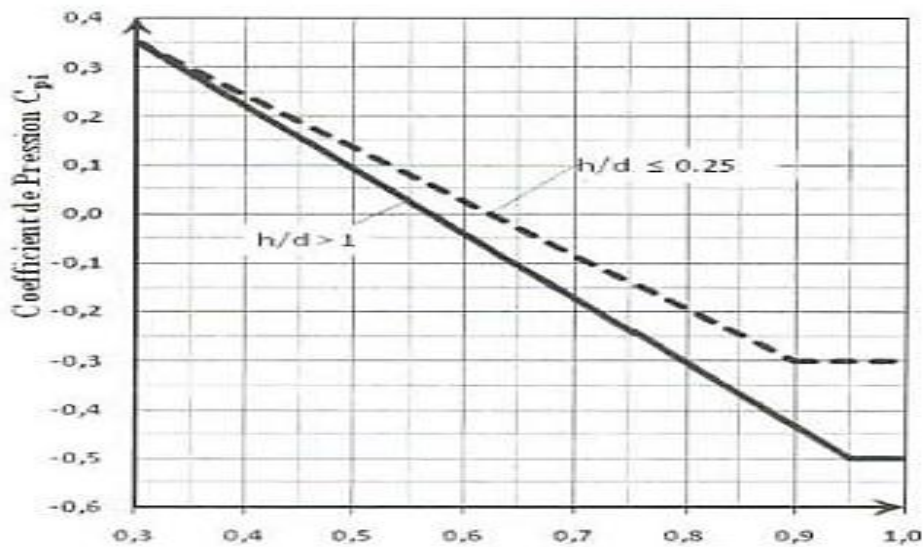
Figures6: Valeurs de C_e pour la toiture - Direction $V3$ du vent.

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

II.2.3.4 Coefficient de pression Ci

Le coefficient de pression intérieure Ci des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{sommes des ouvertures sous et parallèle au vent}}{\Sigma \text{sommes des ouvertures}}$$



Figures7: Cpi pour les bâtiments sans cloisons intérieure

II.2.3.5 Direction de vent V1

Hangar

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{sommes des ouvertures sous et parallèle au vent}}{\Sigma \text{sommes des ouvertures}} = \frac{(0,9 \cdot 2,40 \cdot 12) + (1,60 \cdot 2,20) + (12 \cdot 4,30)}{(0,9 \cdot 2,40 \cdot 12) + (1,60 \cdot 2,20 \cdot 2) + (4,30 \cdot 12)} = 0,95$$

$$h/d = 10,5/54 = 0,19$$

$$\mu_p = 0,9$$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieure $C_{pi} = -0,3$

Appentis

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{sommes des ouvertures sous et parallèle au vent}}{\Sigma \text{sommes des ouvertures}} = \frac{(1,4 \cdot 1,2 \cdot 4) + (1,2 \cdot 2,2)}{(1,4 \cdot 1,2 \cdot 4) + (1,2 \cdot 2,2) + (0,4 \cdot 0,4 \cdot 6)} = 0,90$$

$$h/d = 0,16$$

$$U_p = 0,90$$

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur $C_{pi} = -0.3$

II.2.3.6 Direction de vent V2

Hangar

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{sommes des ouvertures sous et parallèle au vent}}{\Sigma \text{sommes des ouvertures}} = \frac{(1.6 * 2.2) + (0.9 * 2.4 * 12)}{(0.9 * 2.4 * 12) + (1.6 * 2.2 * 2) + (12 * 4.30)} = 0.35$$

$$h/d = 10.5/14 = 0.75$$

$$\mu_P = 0.9$$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur C_{pi} .

$$C_{pi} = -0.3 + \frac{-0.4 - (-0.3)}{1 - 0.25} (0.75 - 0.25) = -0.36$$

Appentis

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{sommes des ouvertures sous et parallèle au vent}}{\Sigma \text{sommes des ouvertures}} = \frac{(1.4 * 1.2 * 4) + (1.2 * 2.2)}{(1.4 * 1.2 * 4) + (1.2 * 2.2) + (0.4 * 0.4 * 6)} = 0.35$$

$$h/d = 3/7 = 0.42$$

$$\mu_P = 0.35$$

$$C_{pi} = -0.3 + \frac{-0.4 - (-0.3)}{1 - 0.25} (0.35 - 0.25) = -0.31$$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur $C_{pi} = 0.31$

Direction de vent V3

Hangar

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{sommes des ouvertures sous et parallèle au vent}}{\Sigma \text{sommes des ouvertures}} = \frac{(1.6 * 2.2) * 2 + (12 * 4.3)}{(1.6 * 2.2 * 2) + (12 * 4.3) + (0.9 * 2.4 * 12)} = 0.69$$

$$h/d = 10.5/54 = 0.19$$

$$\mu_P = 0.69$$

On a $1 < \mu_P = 0.35 < 0.9$:

$$C_{pi} = 0.8 - 1.625(\mu_P - 0.1) = 0.8 - 1.625(0.69 - 0.1) = -0.15$$

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur $C_{pi} = -0.15$

II.2.4-Coefficient de pression C_i (ouverture fermée)

$\mu P = 0$

$C_{pi} = +0.8$

Pression statique du vent (ouverture ouverte)

$Ph = qh * C_d * (C_e - C_i)$

$C_d = 1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieure

à 15m §3.2 RNV2013

II.2.4.1 Vent perpendiculaire au pignon V1

Hangar

Parois vertical

toiture

Zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph	zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph
D	+0.8	-0.3	+1.1	+891.82	F	-1.5	-0.3	-1.2	-1019.25
A	-1.0	-0.3	-0.7	-567.52	G	-0.98	-0.3	-0.68	-577.57
B	-0.8	-0.3	-0.5	-405.37	H	-0.8	-0.3	-0.5	-424.68
C	-0.5	-0.3	-0.2	-162.15	I	-0.6	-0.3	-0.3	-254.92
E	-0.3	-0.3	0	0					

Tableau 13 : pression statique du vent.

Appentis

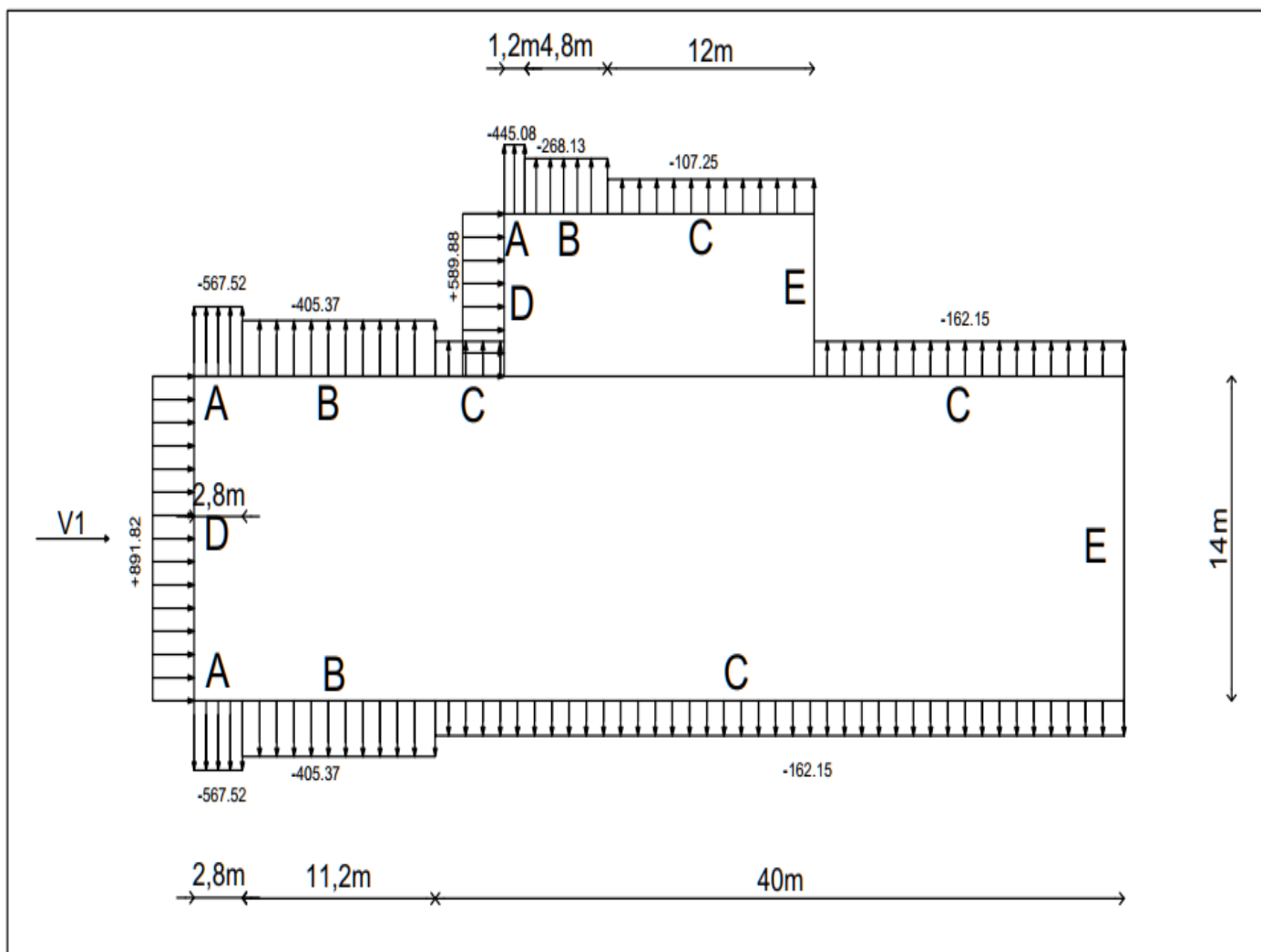
Parois vertical

Toiture

Zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph	zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph
D	+0.8	-0.3	+1.1	+589.88	F	-1.76	-0.3	-1.46	-925.28
A	-1.13	-0.3	-0.83	-445.08	G	-2.29	-0.3	-1.99	-1261.16
B	-0.8	-0.3	-0.5	-268.13	H	-0.8	-0.3	-0.5	-316.88
C	-0.5	-0.3	-0.2	-107.25	I	-0.7	-0.3	-0.4	-253.5
E	-0.3	-0.3	0	0					

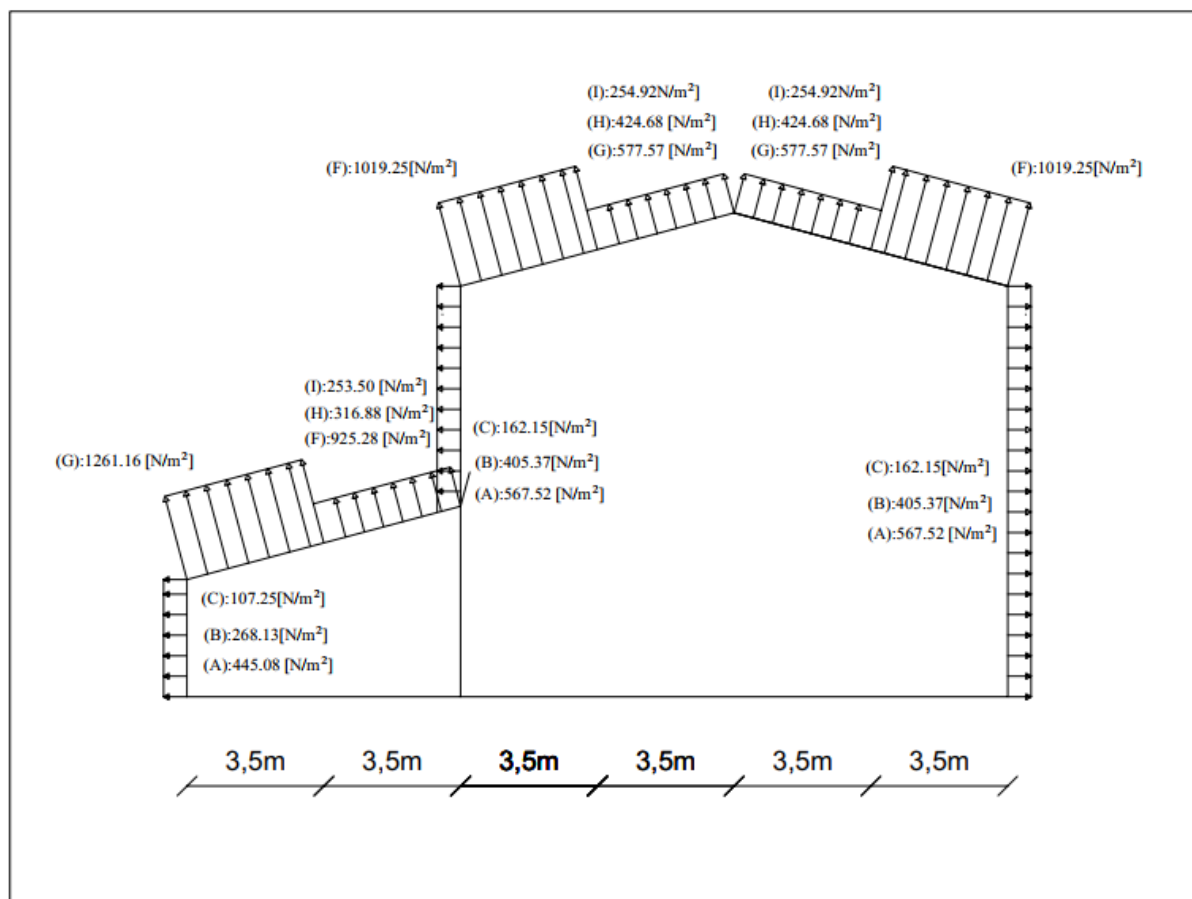
Tableau 14 : pression statique du vent.

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013



Figures8: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013



Figures9: Répartition des pressions sur la toiture - Direction VI du vent.

II.2.4.2 Vent perpendiculaire au long pan V2

Hangar

Paroi vertical		toiture							
zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph	zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph
D	+0.8	-0.36	+1.16	+940.47	F	-0.9 / +0.2	-0.36	-0.64 / +0.56	-543.6 +475.65
A	-1.0	-0.36	-0.74	-599.95	G	-0.8/ +0.2	-0.36	-0.54/ +0.56	-458.65 +475.65
B	-0.8	-0.36	-0.54	-437.80	H	-0.3/ +0.2	-0.36	-0.06/ +0.56	-50.96 +475.65
C					I	-0.4	-0.36	-0.14	-118.91
E	-0.3	-0.36	-0.06	-48.65	J	-1.0	-0.36	-0.74	-628.54

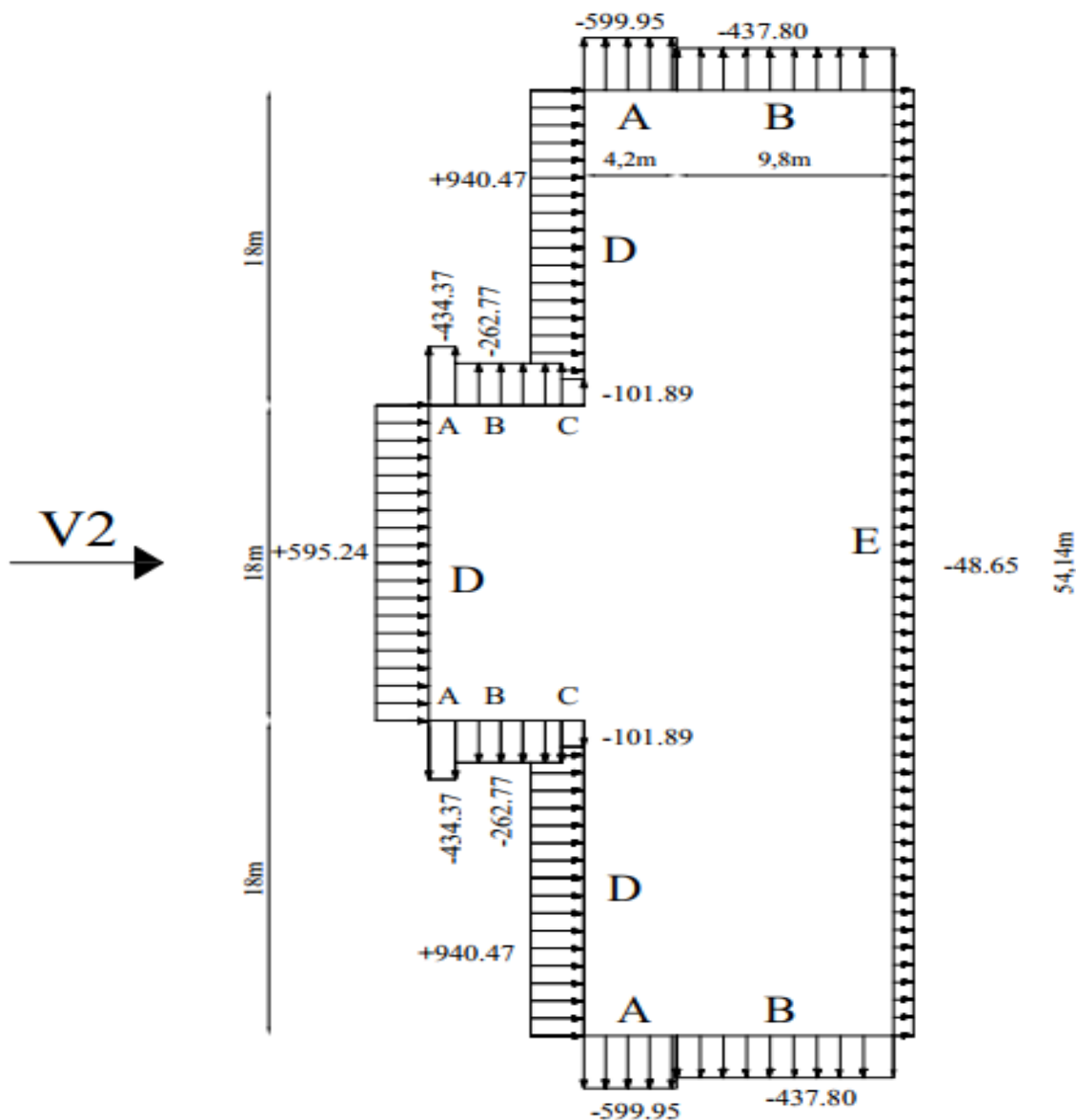
Tableau 15: la pression statique du vent

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

Appentis

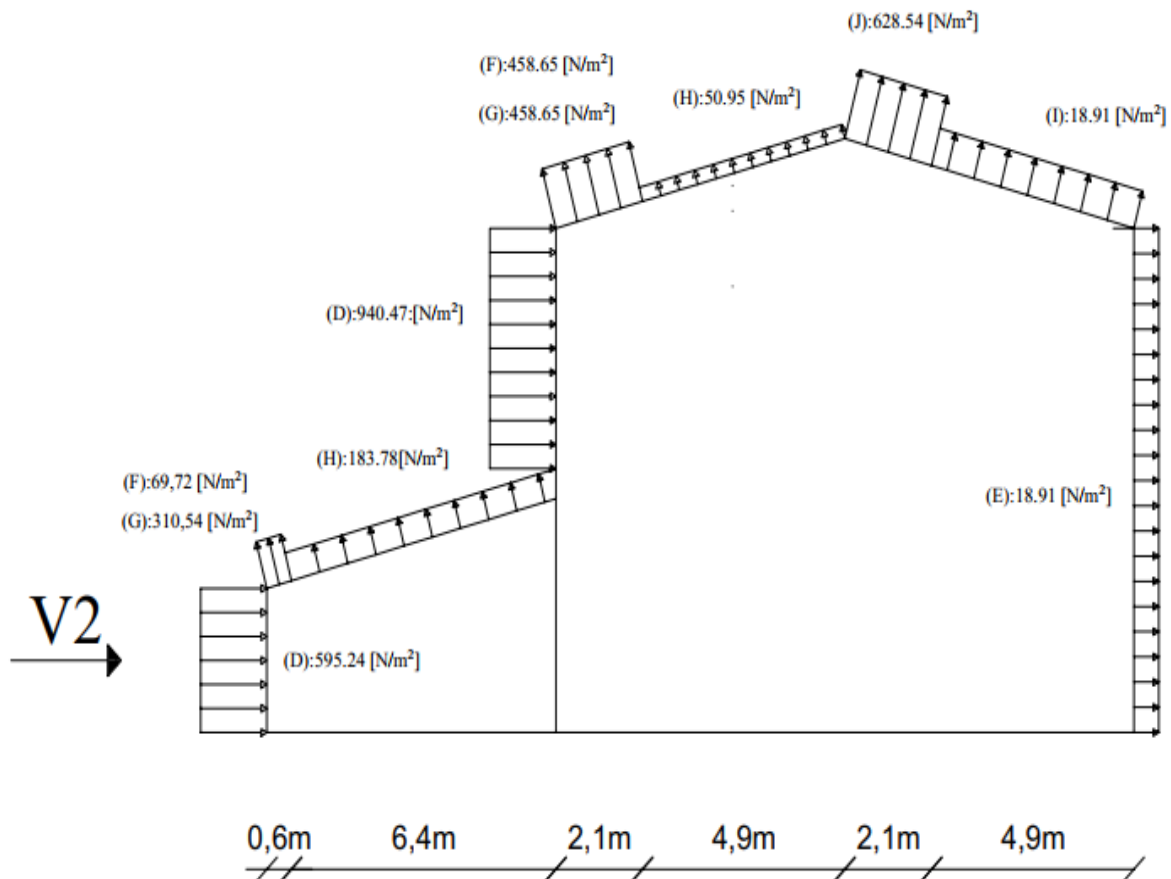
Parois vertical					Toiture				
Zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph	zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph
D	+0.8	-0.31	+1.11	+595.24	F	-0.2	-0.31	+0.11	+69.72
A	-1.12	-0.31	-0.81	-434.37	G	-0.8	-0.31	-0.49	-310.54
B	-0.8	-0.31	-0.49	-262.77	H	+0.2	-0.31	+0.51	+323.22
C	-0.5	-0.31	-0.19	-101.89					

Tableau 16: la pression statique du vent



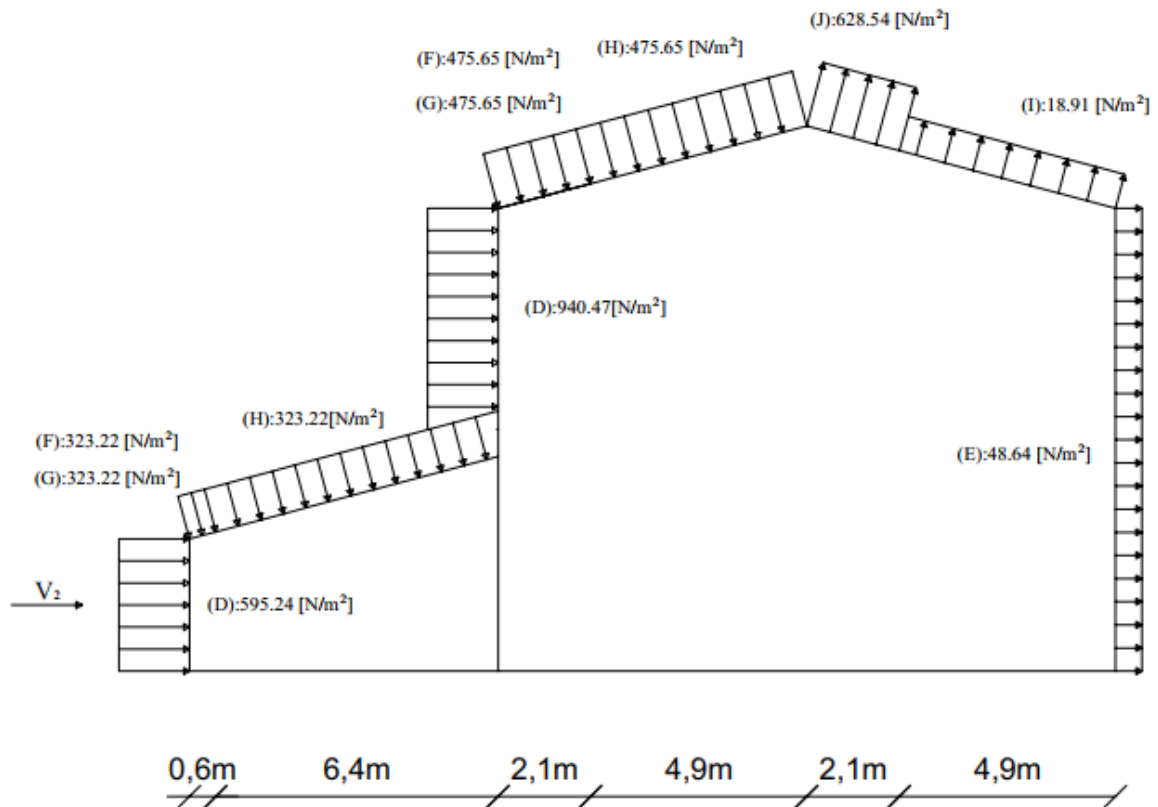
Figures10: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013



Figures11: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V2 du vent. Avec dépression (F) -0.9

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013



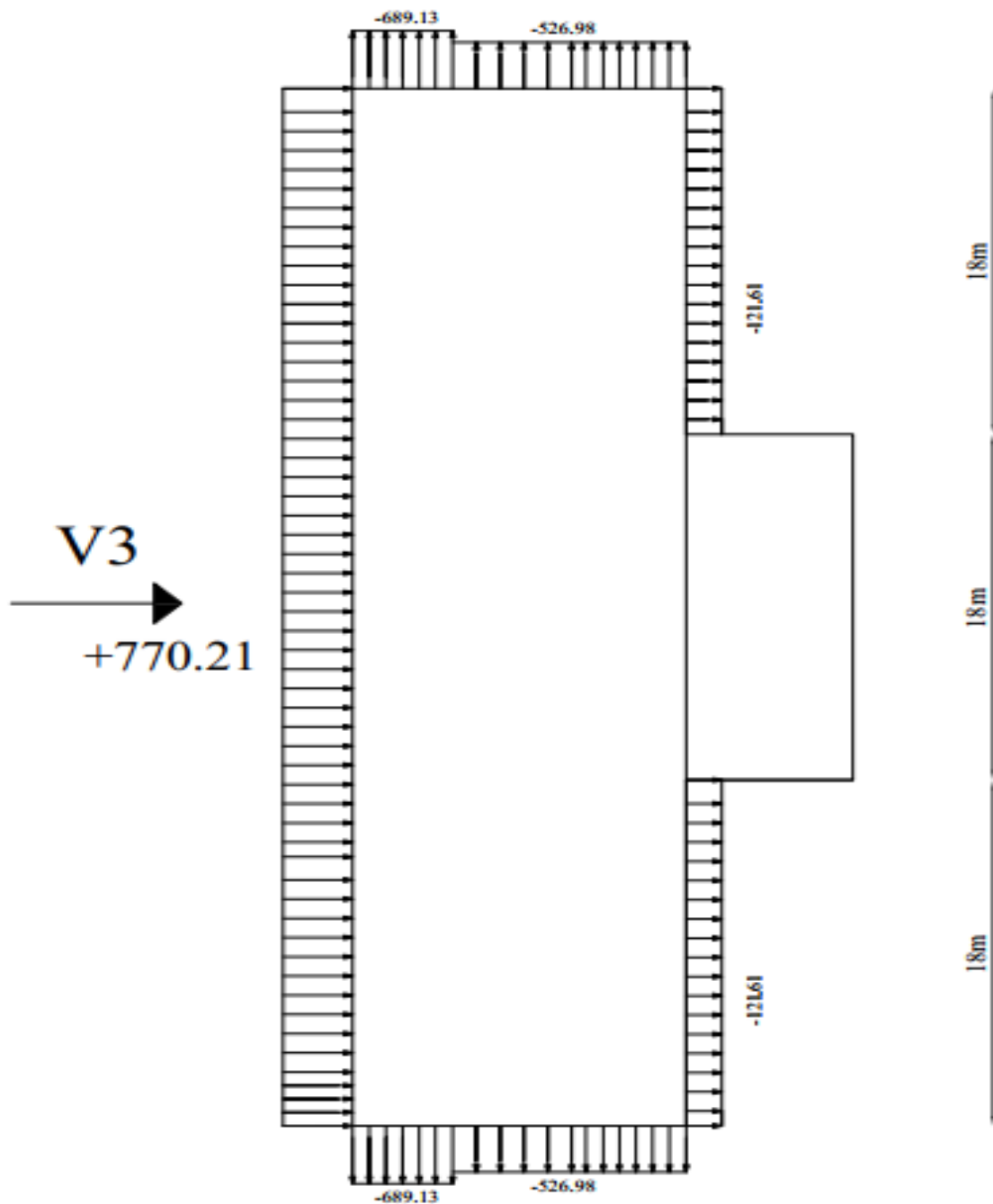
Figures12: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V2 du vent. Avec dépression (F) +0.2

II.2.4.3 Vent perpendiculaire au long pan V3

Hangar

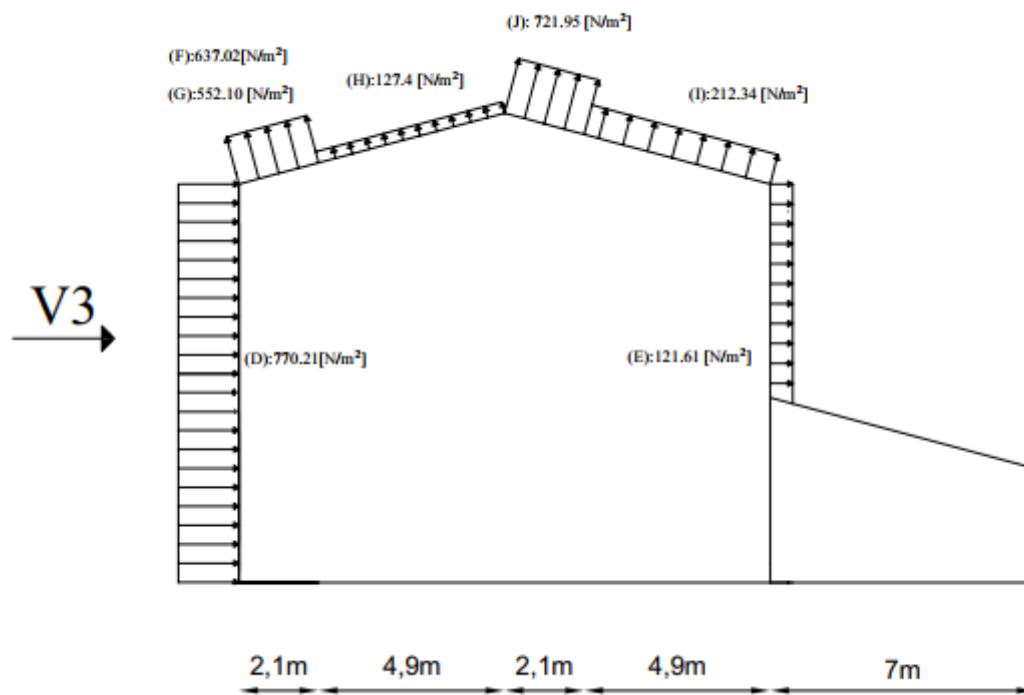
paroi vertical					toiture				
zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph	zone	Ce	Ci	Ce-Ci	ph
D	+0.8	-0.15	+0.95	+770.21	F	-0.9 / +0.2	-0.15	-0.75/ +0.35	-637.02 +297.8
A	-1.0	-0.15	-0.85	-689.13	G	-0.8/ +0.2	-0.15	-0.65/ +0.35	-552.1 +297.8
B	-0.8	-0.15	-0.65	-526.98	H	-0.3/ +0.2	-0.15	-0.15/ +0.35	-127.4 +297.8
C					I	-0.4	-0.15	-0.25	-212.34
E	-0.3	-0.15	-0.15	-121.61	J	-1.0	-0.15	-0.85	-721.95

Tableau 17: Pression du au vent

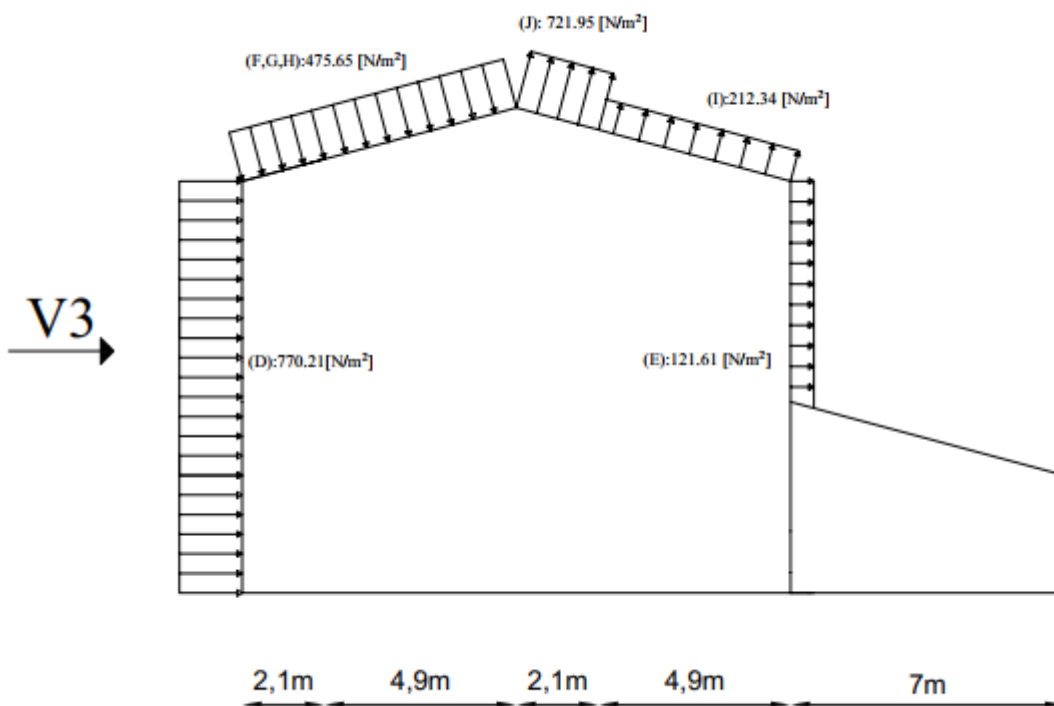


Figures13 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013



Figures14: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V3 du vent. Avec dépression (F) -0.9



Figures15: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V3 du vent. Avec dépression (F) +0.2

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

II.3-Pression statique du vent (ouverture ferme)

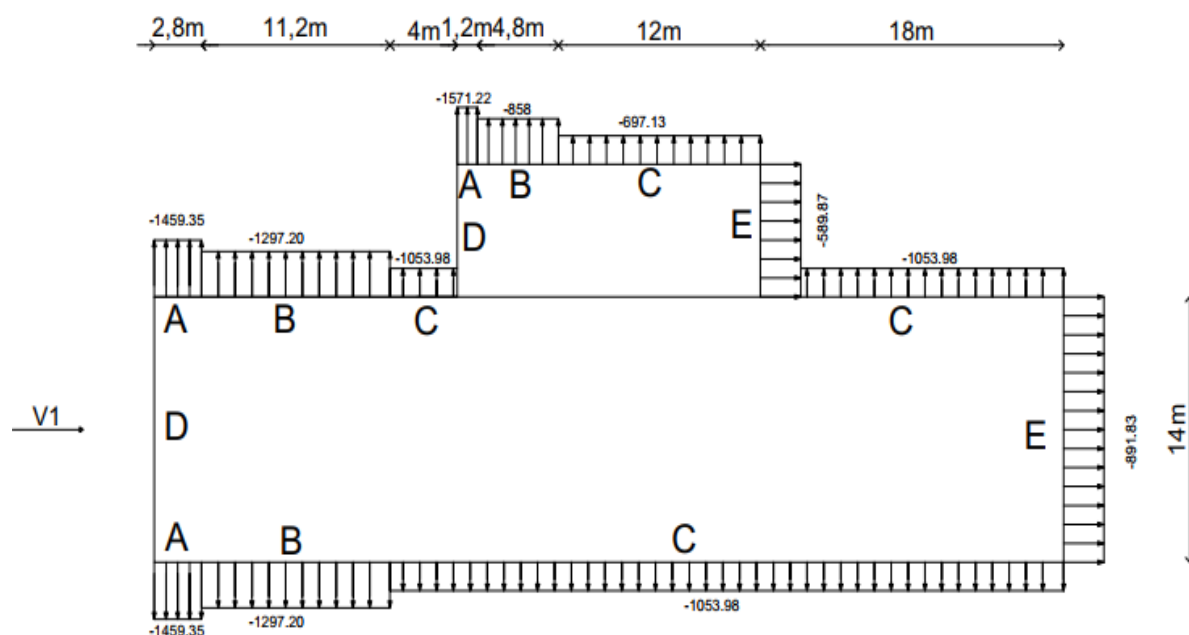
II.3.1-Vent perpendiculaire au pignon V1

Hangar

zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph	zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph
D	+0.8	+0.8	0	0	F	-1.5	+0.8	-2.3	-1953.55
A	-1.0	+0.8	-1.8	-1459.35	G	-0.98	+0.8	-1.78	-1511.88
B	-0.8	+0.8	-1.6	-1297.2	H	-0.8	+0.8	-1.6	-1358.99
C	-0.5	+0.8	-1.3	-1053.98	I	-0.6	+0.8	-1.4	-1189.12
E	-0.3	+0.8	-1.1	-891.83					

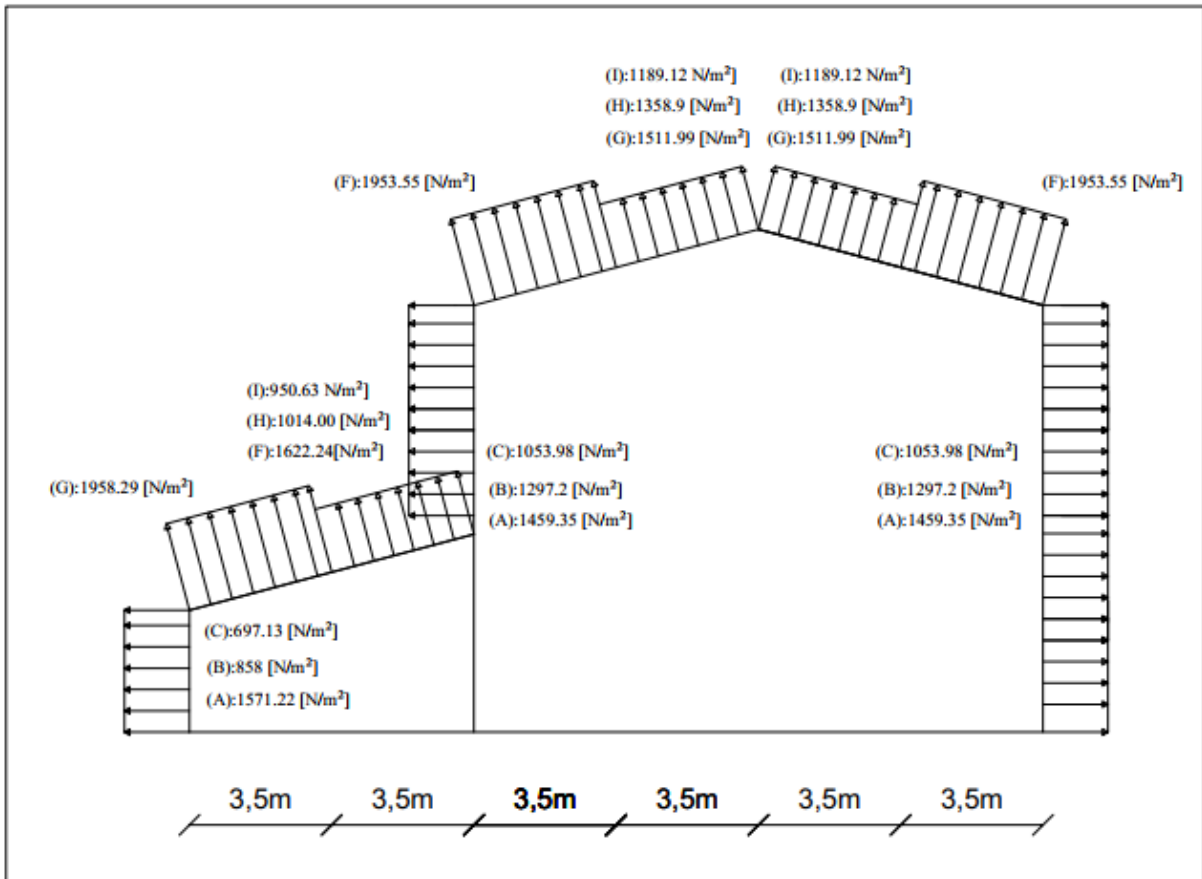
Appentis

zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph	zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph
D	+0.8	+0.8	0	0	F	-1.76	+0.8	-2.56	-1622.4
A	-1.13	+0.8	-2.93	-1571.22	G	-2.29	+0.8	-3.09	-1958.29
B	-0.8	+0.8	-1.6	-858	H	-0.8	+0.8	-1.6	-1014
C	-0.5	+0.8	-1.3	-697.13	I	-0.7	+0.8	-1.5	-950.63
E	-0.3	+0.8	-1.1	-589.87					



Figures16 : Répartition des pressions sur les parois vertical - Direction V1 du vent.

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013



Figures17: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V1 du vent.

II.3.2-Vent perpendiculaire au long pan V2

Hangar

Paroi verticale					toiture				
zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph	zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph
D	+0.8	+0.8	0	0	F	-0.9 / +0.2	+0.8	-1.7 / -0.6	-1443.4 +509.63
A	-1.0	+0.8	-1.8	-1459.35	G	-0.8/ +0.2	+0.8	-1.6/ -0.6	-1358.99 +509.63
B	-0.8	+0.8	-1.6	-1297.2	H	-0.3/ +0.2	+0.8	-1.1/ -0.6	-934.31 +509.63
C					I	-0.4	+0.8	-1.2	-1019.25
E	-0.3	+0.8	-1.1	-891.82	J	-1.0	+0.8	-1.8	-1528.87

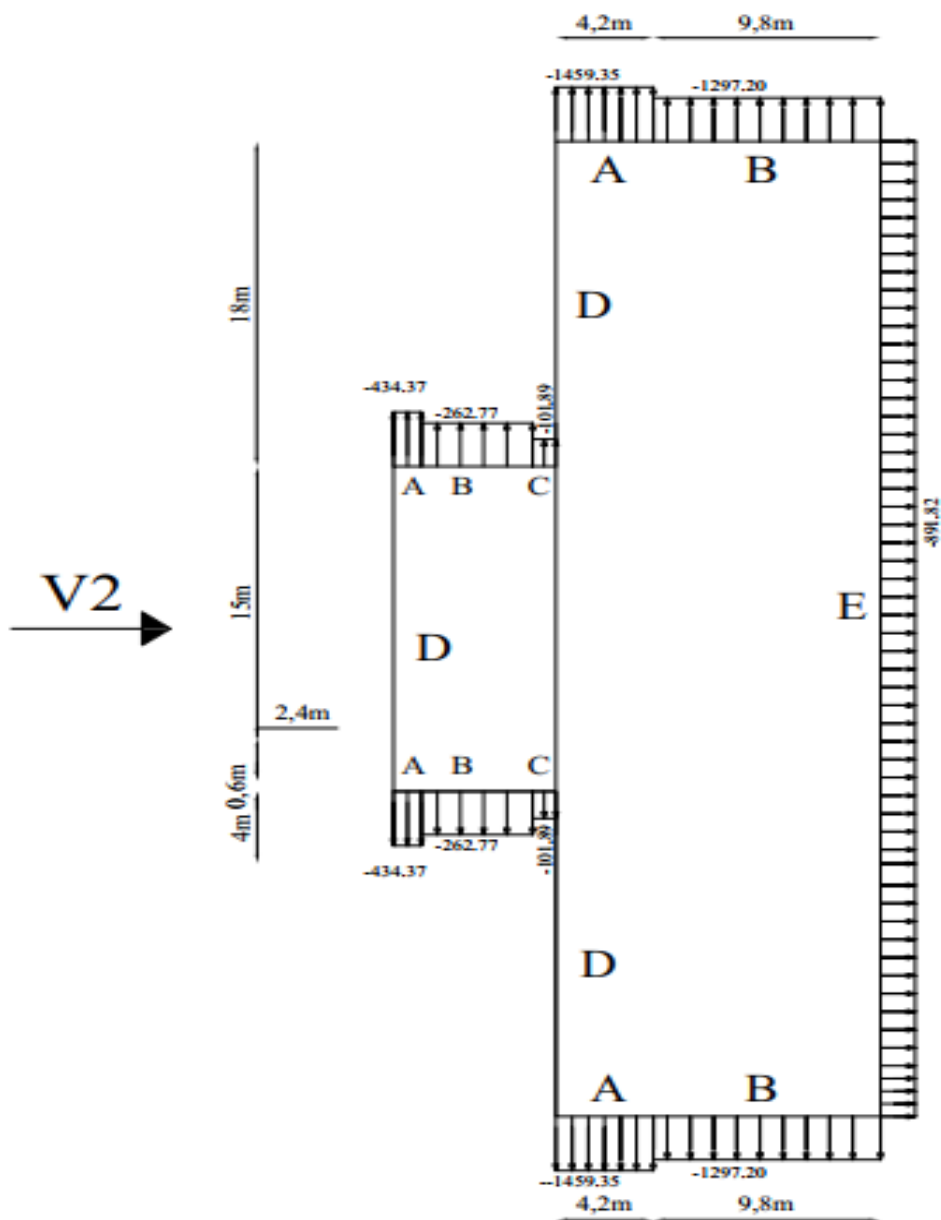
Tableau 18: Pression du au vent

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

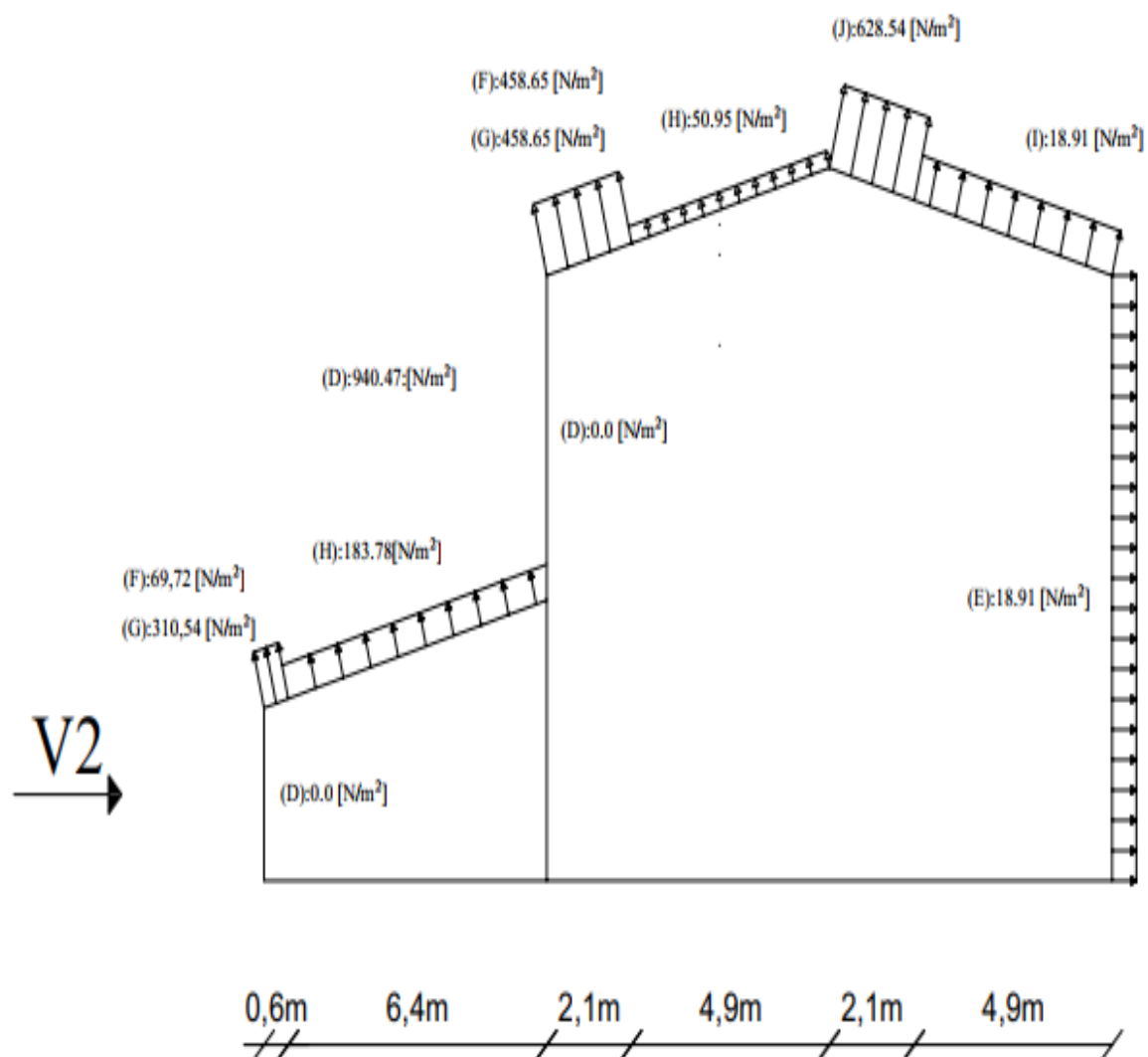
Appentis

Zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph	zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph
D	+0.8	+0.8	0	+595.24	F	-0.2	+0.8	-1.0	-633.75
A	-1.12	+0.8	-1.92	-434.37	G	-0.8	+0.8	-1.6	-1014
B	-0.8	+0.8	-1.6	-262.77	H	+0.2	+0.8	-0.6	-380.25
C	-0.5	+0.8	-1.3	-101.89					

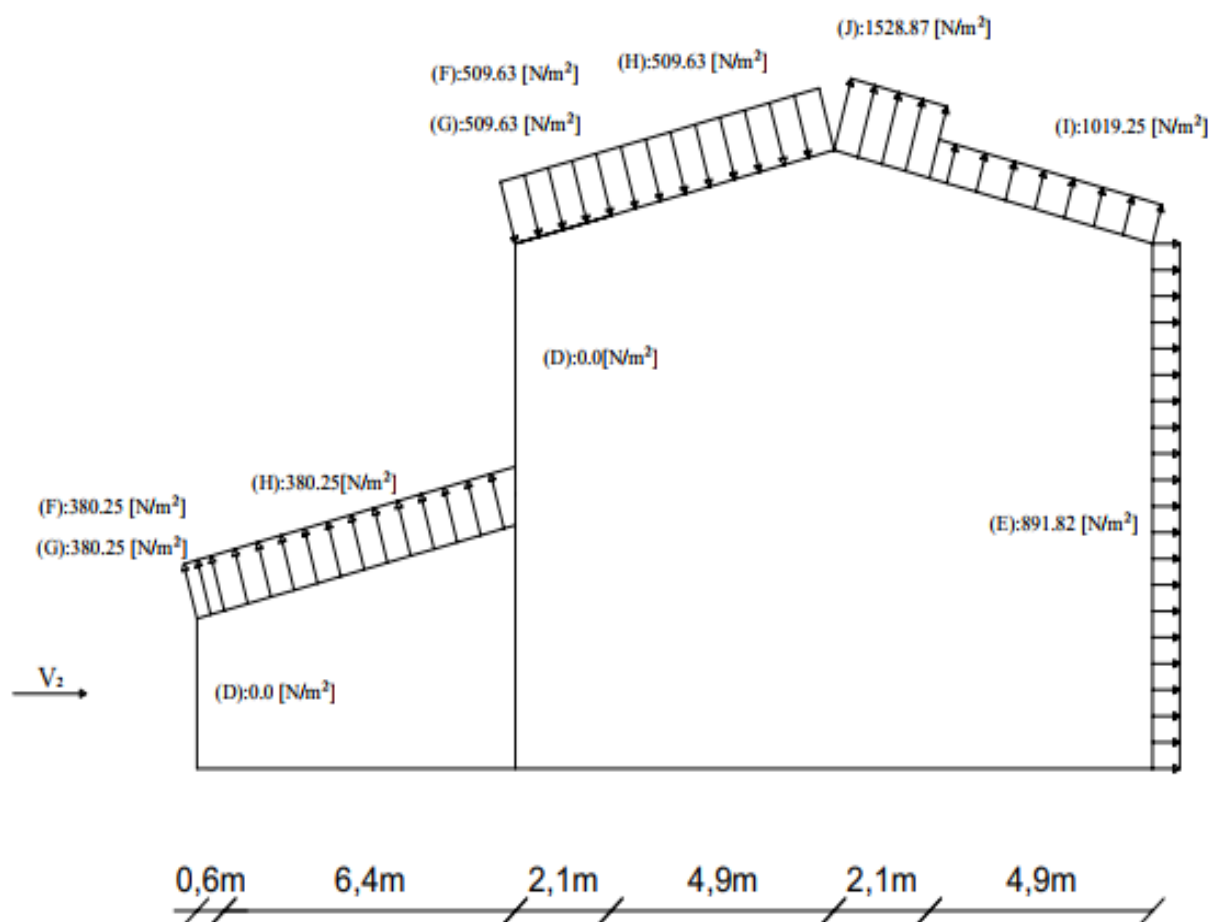
Tableau 19: Pression du au vent



Figures18: Répartition des pressions sur les parois vertical - Direction V_2 du vent.



Figures 19 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction V2 du vent. Avec dépression (F) -0.9



Figures20: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V2 du vent. Avec dépression (F) +0.2

II.4-Calcul de la force de frottement

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois l'une des conditions suivantes est vérifiée

parallèles à la direction du vent dans le cas où: (RNV2013 –Chapitre 2, § 2.6.3).

D'après le DTR 2013 y'a deux condition à vérifier

1. $d/b < 3$; $d/h < 3$ avec $d = \min(2b; 4h)$
2. $s_1 + s_2 \leq 4s_3$

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

Alors : $\min(2b = 28\text{m} ; 4h = 49.48\text{m}) \Rightarrow d = 28\text{m}$

$$s1 = 10.5 * 54 = 567 \text{ m}^2$$

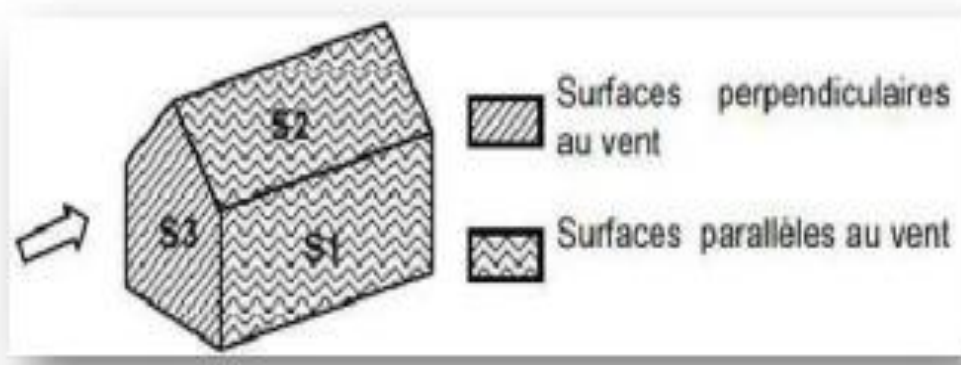
$$s2 = 54 * 7 / \cos \alpha = 391.2 \text{ m}^2$$

$$s1 + s2 = 958.2 \text{ m}^2$$

$$s3 = 14 * 10.5 + 7 * 7 * \tan 15 = 160.1 \text{ m}^2$$

$$4s3 = 640.4 \text{ m}^2$$

$S1 + s2 > 4s3$ non vérifiée



Figures21 : les surfaces des frottements

II.4.1-Force de frottement

La force de frottement est applicable

La section de frottement commence après 28 m

$$F_{fr} = q_h \times C_{fr} \times A_{fr} \quad [\text{dan}]$$

Avec :

q_h : pression dynamique de pointe [dan/m^2]

A_{fr} : la surface de frottement [m^2]

C_{fr} : coefficient de frottement

II.4.1.1 Coefficient de Frottement de frottements C_{fr}

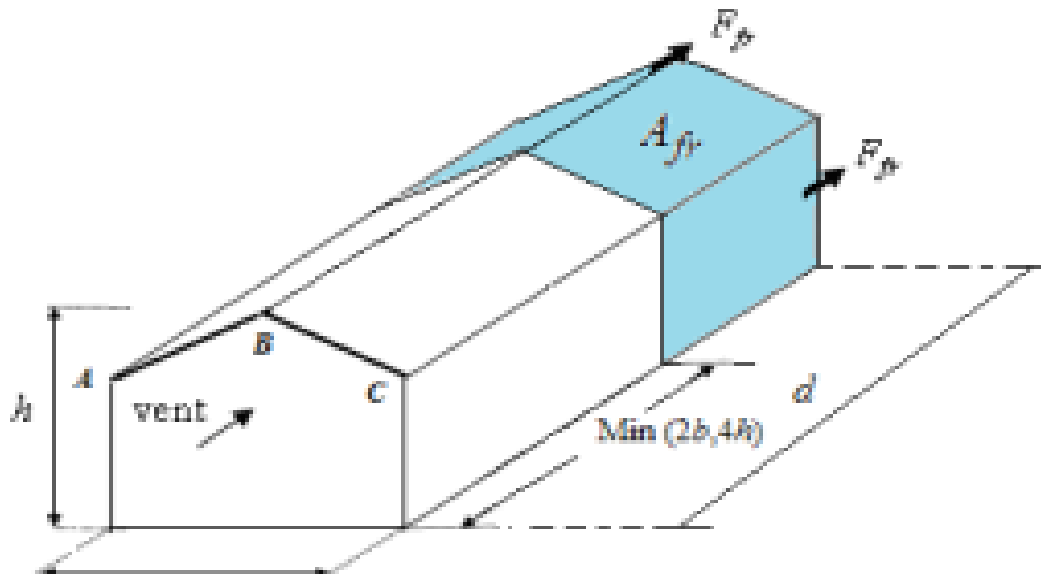
Pour déterminer la force, la subdivision des parois parallèles au vent (dont la somme des aires est appelée aussi aire de frottement) doit tenir compte des états de surfaces différents. Etat de surface : bardage en toiture, ondulations des parois verticales perpendiculaire à la direction du vent.

$$C_{fr} = 0.04$$

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

II.4.1.2 Aire de frottements Afr

L'aire de frottement est déterminée selon la nature de paroi qui est dans notre cas une toiture à deux versants et vent parallèle aux génératrices.



Figures22 : aire frottement

$$A_{fr} = (26 * 10.5) * 2 + (14 / \cos 15 * 26) * 2 = 1299.7 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 1299.7 * 0.04 * 375 = 19495.5 \text{ N/m}^2$$

II.4.2-Action d'ensemble

La résultante de la force exercée par le vent sur la structure peut être déterminée directement en utilisant l'expression :

$$R = C_d \sum (\Phi_i \times A_{ref}) + \sum F_r$$

Ou:

Cd: coefficient dynamique donc notre cas on a $h = 12.37 \text{ m} < 15 \text{ m}$ donc $C_d = 1.0$

II.4.2.1 Direction du vent V1

Calcule des surfaces tributaires de chaque zone par projection horizontale

Hangar

$$\text{Zone F : } S_f = 3.5 * 1.4 = 4.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone G : } S_g = 4.9 \text{ m}^2$$

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

Zone H : $S_h = 11.2 * 14 / 2 = 78.4 \text{ m}^2$

Zone I : $S_I = 40 * 7 = 280 \text{ m}^2$

Appentis

Zone F : $S_f = 2.1 \text{ m}^2$

Zone G : $S_G = 2.1 \text{ m}^2$

Zone H : $S_h = 16.8 \text{ m}^2$

Zone I : $S_I = 105 \text{ m}^2$

Hangar

zone	Composantes horizontale	Composantes vertical
D	$+891.82 * 160.09 = 142771.5$	0
E	0	0
2F	0	$2 * (-1019.25 * 4.9) * \cos 15 = -9648.3$
G	0	$-577.57 * 4.9 * \cos 15 * 2 = -5467.31$
H	0	$-424.68 * 78.4 * \cos 15 = -32160.41$
I	0	$-254.92 * 280 * 2 * \cos 15 = -13790.1$
Fr	+19495.5	0
Totale	162267	-61066.12

Tableau 20: Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V1.

Appentis

zone	Composantes horizontale	Composantes vertical
D	$+589.88 * 27.56 = +16257.09$	0
E	0	0
2F	0	$-925.28 * 2.1 * \cos 15 = -1876.87$
G	0	$-1261.16 * 2.1 * \cos 15 = -2558.19$
H	0	$-316.88 * 16.8 * \cos 15 = -5142.18$
I	0	$-253.5 * 105 * \cos 15 = -25710.53$
Fr	0	0
Totale	+16257.09	-35287.77

Tableau 21: Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V1.

II.4.2.2 Direction du vent V2

Calcule des surfaces tributaires de chaque zone par projection horizontal

Hangar

Zone F : $S_f = 5.25 * 2.1 = 11.025 \text{ m}^2$

Zone G : $S_g = 43.5 * 2.1 = 91.35 \text{ m}^2$

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

Zone H : $Sh=4.9*54=264.6 \text{ m}^2$

Zone J : $SJ=2.1*54=113.4\text{m}^2$

Zone I : $SI=264.6 \text{ m}^2$

Appentis

Zone F : $Sf=0.6*1.5=0.9 \text{ m}^2$

Zone G : $Sg=15*0.6=9\text{m}^2$

Zone H : $Sh=6.4*18=115.2 \text{ m}^2$

Hangar

zone	Composantes horizontale	Composantes vertical
D	$+940.47*(54*10.5-18*4.8)=451989.9$	0
E	$-48.65**54*10.5=-27584.55$	0
2F	$2*(-543.6)*11.025*\tan 15=+3211.75$	$-3211.75/\tan 15 =-11986.41$
G	$-458.65*91.35*\tan 15=+11226.45$	$-458.65*91.35=-41897.67$
H	$-50.96*264.6*\tan 15=-3613.03$	$-50.96*264.6=-13484.02$
I	$-118.91*264.6*\tan 15=+8430.64$	$-118.91*264.6=-31463.59$
J	$-628.54*113.4*\tan 15=+19098.46$	$-628.54*113.4=-71276.43$
totale	+469985.68	-170108.13

Tableau 22: Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V2.

Appentis

Zone	Composantes horizontale	Composantes vertical
D	$+595.24*18*3=+32142.96$	0
F	$+69.72*0.9*\tan 15=+16.82$	$69.72*0.9=+62.74$
G	$-310.54*9*\tan 15=+748.88$	$-310.54*9=-2794.86$
H	$-183.78*115.2*\tan 15=5672.85$	$-183*115.2=-21171.45$
totale	+25.73	-24029.06

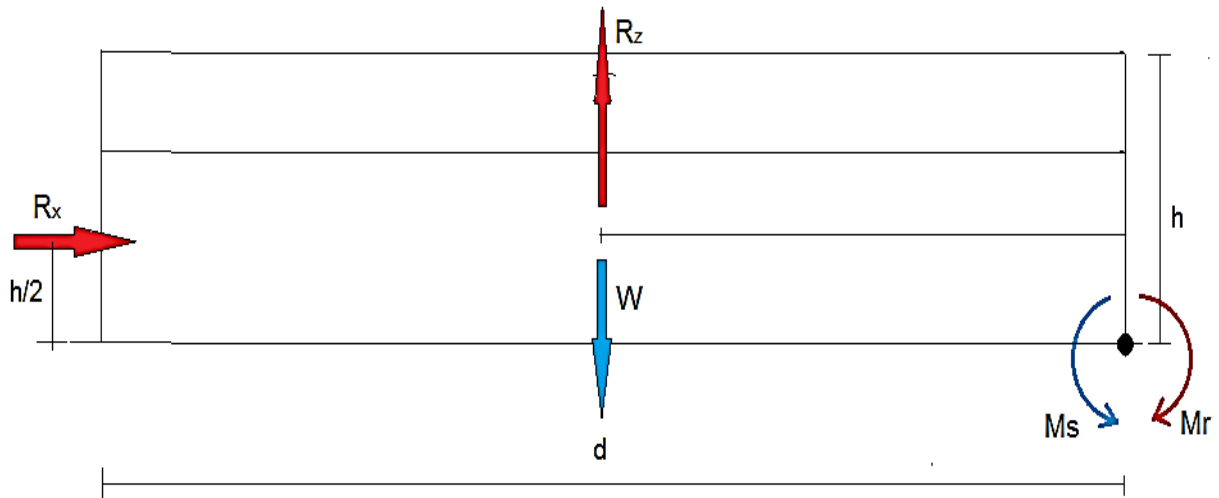
Tableau 23: Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V.

II.4.3-Action d'ensemble de toute la structure

	Composantes horizontale	Composantes vertical
totale	+469985.68	-194137.19

II.5-Calcul de la stabilité d'ensemble

II.5.1-Stabilité transversale



Figures23.Stabilité longitudinal

a) Moment de renversement

Centre de gravité de la section

$$X_G = \frac{(14 \cdot 10,5) \cdot 7 + (7 \cdot 1,87) \cdot 7 + (7 \cdot 3) \cdot 17,5 + (7 \cdot 0,935) \cdot 16,33}{(14 \cdot 10,5) + (7 \cdot 1,87) + (7 \cdot 3) + (7 \cdot 0,935)} = 8,5$$

$$Y_G = \frac{(14 \cdot 10,5) \cdot 5,25 + (7 \cdot 1,87) \cdot 11,12 + (7 \cdot 3) \cdot 1,5 + (7 \cdot 0,935) \cdot 3,62}{(14 \cdot 10,5) + (7 \cdot 1,87) + (7 \cdot 3) + (7 \cdot 0,935)} = 5,18$$

$$M_r = [R_x \cdot Y_G] + [R_z \cdot X_G]$$

$$M_r = +378850,75 \cdot 5,18 + 194137,19 \cdot 8,5 = 3612613 \text{ N.m}$$

$$= 3612,613 \text{ KN.m}$$

b) Moment de stabilité

$$MS=W.XG$$

Avec :

W : poids approximatif de la surface du hangar

$$W=0.50*2388.74=1194.37 \text{ KN}$$

$$MS=1194.37*8.5=10152.145 \text{ KN.m}$$

On a :

$M_r < M_s$ → stabilité transversale vérifiée

Action de la neige

II.6-Introduction

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

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

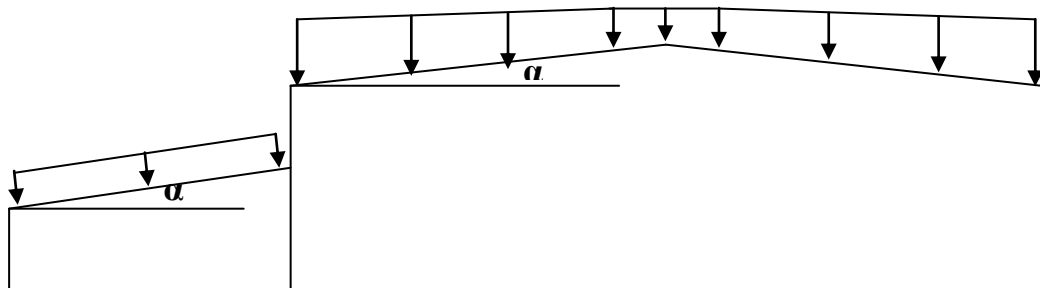
$$S = \mu.S_k$$

Avec :

S_k: Valeur caractéristique de la neige en KN/ m² donné au paragraphe 4.2 RNV 2013 en fonction de l'altitude et de la zone de la neige.

μ : Coefficient de forme de la toiture dépendant de l'angle d'inclinaison du versant.

II.6.1-Valeurs caractéristiques de la neige S_k



Figures24 : charge de la neige sur la toiture

Toiture à deux versants à angles égaux $\mu = 0,8$ ($0 < \alpha = 15^\circ < 30^\circ$)

Appentis à un versant $\mu = 0,8$ ($0 < \alpha = 14.4^\circ < 30^\circ$)

$S_k = (0,07. H + 10) / 100$ avec H altitude en mètres.

Chapitre II : études climatique selon RNVA 2013

Alger : H =100 m

La charge de la neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation Géographique et de l'altitude du site.

Notre site est classé en **zone A** selon la classification de RNVA2013, donc S_k est donné par la formule suivante :

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0.07 * h + 15}{100}$$

$$S_k = (0.07 * 100 + 15) / 100 = 0.22$$

Coefficient de forme de la toiture :

Toiture à versants multiple à angle égaux : $\mu_1 = 0.8$ ($\alpha = 15^\circ$).

$$S = 0.8 * 0.22 = 0.176 \text{ KN/m}^2 \approx 17.6 \text{ daN/m}^2.$$

II.7-Conclusion

Cette étude nous a permis de déterminer les effets de la neige ainsi que les coefficients dynamiques résultants des forces intérieures et extérieures C_i et C_e de vent qui permettent de prendre en compte les effets climatiques sur la structure qui seront utilisés dans l'étude des éléments secondaires et des portiques.

*ÉTUDES DES
ELEMENTS
SECONDAIRES*



Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans cette étude on va définir les profilés qui devront résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis. Les règles EUROCODE 3 sont utilisés. Le principe de la vérification consiste à choisir des profilés puis d'effectuer une vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité, où les valeurs pondérées des charges seront utilisées. La vérification relative à la flèche sera effectuée sous charges non pondérées. Les éléments que nous avons étudiés dans ce chapitre sont : les pannes, les potelets, les lisses de bardage, les contreventements, les sablières. Dans ce chapitre les formules de vérifications sont tirées de L'EUROCODE 3. Ainsi tous les articles cités dans ce chapitre font référence à l'EUROCODE 3 et de l'ouvrage de Mr DAHMANI L.

III.2 Les pannes

Les pannes sont des pièces destinées à porter la couverture. Elles sont disposées parallèlement au faîtage et reçoivent des charges réparties donnant lieu à une flexion déviée.

III.2.1 Les pannes de la toiture dans hangar

Sur chaque versant de toiture on dispose 9 pannes espacées de 1.02 mètres et chaque panne repose sur deux appuis distants de 6 mètres.

la panne sera en profilé : IPE 140 (figure III-1)

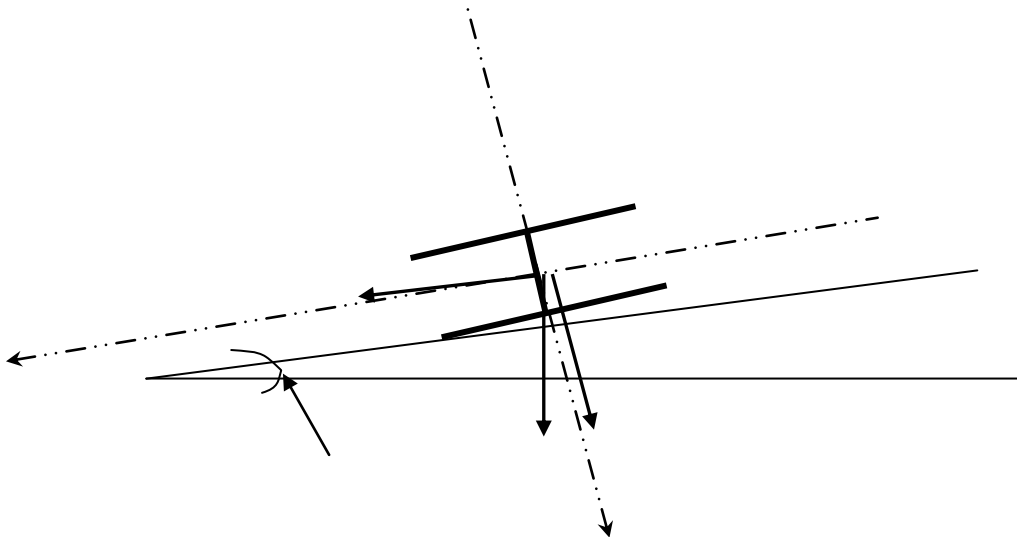


Figure 1: Dispositions de la panne sur la toiture de la salle.

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.2.1.1 Évaluations des charges

a) Charges permanentes G

Poids de la toiture (G) : 12 Kg/m²

Poids propre de l'IPE 140 (G) : 12,90 Kg/m

Poids propre d'accessoires de pose : 5 Kg/m²

Les pannes sont en acier S235

Chaque panne repose sur 2 appuis de distance L=6m.

La pente de chaque versant $\alpha=15^\circ$

Espacement entre chaque panne e = 1.02m

$$G=[12+5]*1.02 +12.90=30.24 \text{ Kg/ml}$$

$$G= 30.24 \text{ Kg/ml}$$

b) Surcharges d'entretien E

Deux charge concentrée de 100 kg (↓) chacune situées à 1/3 et 2/3 ↓ la portée

La charge uniformément répartie P_{eq} due aux surcharge d'entretien est ponctuelle

$$M_{\max} = \frac{peql}{8} ; p_{eq} = 44.44 \text{ dan/m}^2$$

$$M_{\max} = 44.44 \text{ dan/m}^2$$

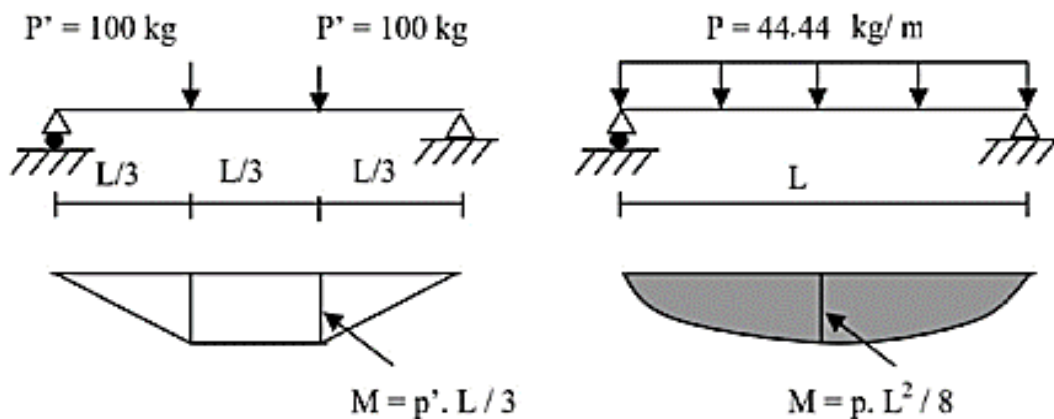


Figure 2: équivalence des charges d'entretien

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

c) Surcharges du vent (V)

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

$V = -126.12 \text{ daN/m}^2$(chapitre II, tableau II.13).

$V = -126.12 \times 1.16$

$V = -199.27 \text{ daN/ml}$.

d) Surcharges climatique de neige

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

$N = 17.6 \text{ daN/m}^2$

$N = 17.6 * 1.02 = 17.96 \text{ daN/m}^2$

III.2.1.2 Combinaisons de charge les plus défavorables :

1. Actions vers le bas ↓ :

$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = (1,35 \times 30.24) + (1,5 \times 44.44) = 107.48 \text{ daN.ml}$

$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 30.24) + (1,5 \times 17.96) = 67.77 \text{ daN.ml}$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$Q_{sd} = 107.484 \text{ daN.ml} \downarrow$

2. Actions vers le haut ↑ :

$Q_{z.sd} = G \cos(15) - 1,5V = [30.24 \times \cos(15)] - (1,5 \times 199.27)$

$Q_{z.sd} = -269.69 \text{ daN/ml}$

$Q_{y.sd} = G \sin(15) = [30.24 \sin(15)] = 7.82 \text{ daN/ml}$

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1} ; Q_{sd,2} ; Q_{z,sd} ; Q_{y,sd}) = -269.69 \text{ daN/ml}$

III.2.1.3 Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Vérification de la résistance en section :

Par expérience on choisit le profilé suivant : IPE140

a)-Vérification à la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z », l'Euro code 3 «Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

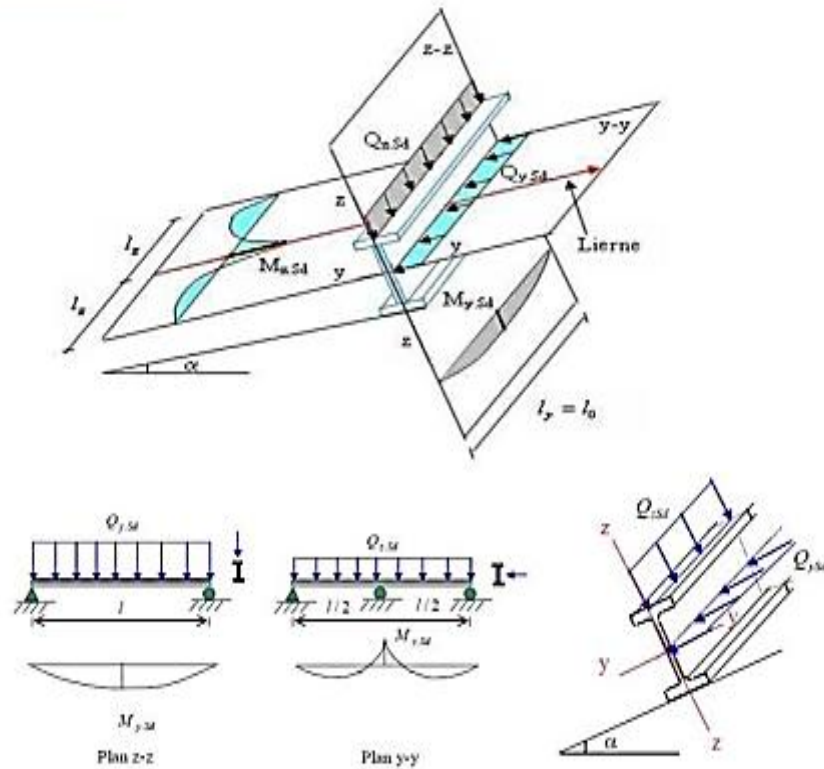


Figure 3: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

La panne travaille en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule de l'Euro code 03 pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2** :

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

Avec $\alpha=2$ et $\beta=1$ (sections en I ou H) $\beta=5n > 1$

Avec $n=N_{sd}/N_{pl, rd}=0$

$Q_{sd}=107.484 \text{ daN/ml}$

$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 107.48 \times \cos(15) = 103.81 \text{ daN/ml}$.

$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 107.48 \times \sin(15) = 27.81 \text{ daN/ml}$

Axe y-y : $M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} l^2}{8} = \frac{103.81 \times 36^2}{8} = 467.145 \text{ dan.ml}$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\text{Axe } z-z : M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} l^2}{32} = 27.81 * 36 / 32 = 31.3 \text{ dan.m}$$

$$M_{pl, y, Rd} = \frac{W_{pl, y, x} F_y}{\gamma_{m0}} = 88.3 * 23.5 / 1.1 = 1886.41 \text{ dan.m}$$

$$M_{pl, z, Rd} = \frac{W_{pl, z, x} F_y}{\gamma_{m0}} = 11.3 * 23.5 / 1.1 = 412.32 \text{ dan.m}$$

$$\left(\frac{467.145}{1886.41}\right)^2 + \left(\frac{31.3}{412.32}\right)^1 = 0.115 < 1.0 \quad \text{condition vérifié}$$

b) -Vérification au cisaillement

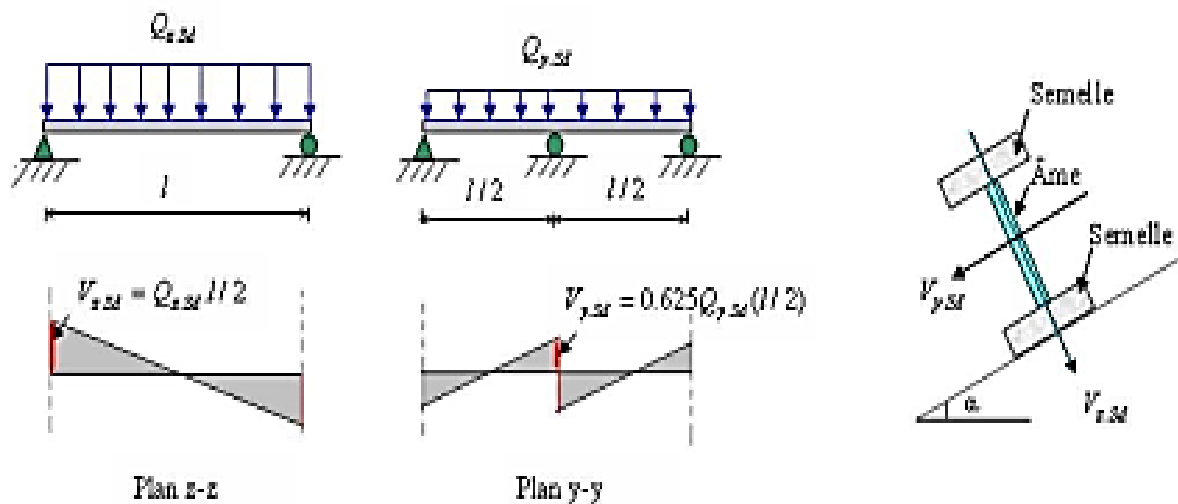


Figure 4: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

La vérification est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z, cd} \leq V_{plz, Rd} \quad \text{Et} \quad V_{y, cd} \leq V_{ply, Rd}$$

$$\text{On a: } A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2 \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 16.4 - 7.64 = 8.76 \text{ cm}^2$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, x} l}{2} = 322.44 \text{ dan}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 \frac{Q_{y, x} l}{2} = 52.14 \text{ dan}$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$V_{plz ; rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = 9423.41 \text{ daN}$$

$$V_{ply ; rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = 10804.85 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 322.44 < V_{plz.rd} = 9423.41 \text{ daN} \text{ condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 52.14 < V_{ply.rd} = 10804.85 \text{ daN} \text{ condition vérifiée}$$

La section en **IPE140** est vérifiée

c) calcul au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'effet des charges verticales descendantes n'est pas susceptible de flamber car elle est fixée à la toiture.

Semelle inférieure

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent ascendant risque de se déverser car elle est libre tout au long de sa portée.

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement

Actions vers le haut

$$Q_{z.sd} = -126.75 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y.sd} = -7.82 \text{ daN.m}$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

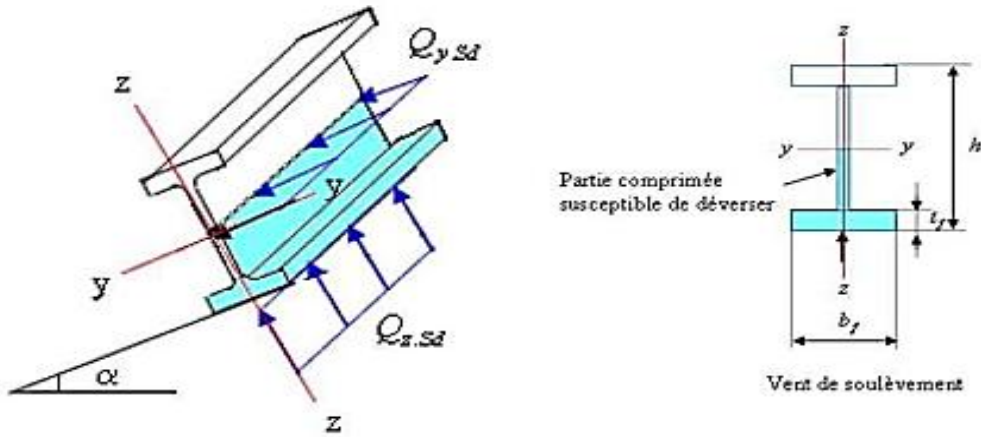


Figure 5: Déversement des pannes.

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} l^2}{8} = 127.75 \cdot 36 / 8 = 570.37 \text{ dan.ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} l^2}{32} = 7.81 \cdot 36 / 32 = 8.8 \text{ dan.ml}$$

En doit vérifier

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{brd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} < 1$$

Le moment $M_{b, rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}$

Evaluation de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}}$$

La valeur de λ_{LT} peut être calculée par la formule

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\left(\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right)}$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{1t}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta]^{0.5}$$

ou: $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E} / f_y = 93.9 \epsilon$ et $\epsilon = \sqrt{(235 / f_y)}$ $f_y = 235$

$$\epsilon = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\lambda_{LT} = \frac{(\frac{1}{2})/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{1}{2}}{\frac{iz}{h}}\right)\right] \sqrt{c}}$$

$$\lambda_{LT} = 168.17$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = (168.17/93.9)\sqrt{1} = 1.79$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.94 > 0.4 \rightarrow \text{il y a risque de déversement}$$

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21(1,79 - 0,2) + 1,79^2] = 2.27 \rightarrow \varphi_{LT} = 2.27$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}}$$

$$\chi_{LT} = 0.27$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.79$$

$$\chi_{LT} = 0.27$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.rd} \Rightarrow M_{ply.rd} = 1886.51$$

$$M_{b.rd} = 509.33 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{582.98}{509.33}\right)^2 + \left(\frac{24.78}{412.32}\right) = 1.2 > 1 \quad \text{condition né pas vérifiée}$$

Donc on augmente l'IPE on passe à un IPE 160

$$W_{ply} = 123.9 \quad tf = 0.74 \quad iz = 1.84 \quad W_{plz} = 26.1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\left(\frac{W_{ply} \cdot fy}{M_{cr}}\right)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot Fy}{M_{cr}}\right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\right] \cdot [\beta]^{0.5}$$

$$\text{ou: } \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E} / Fy = 93.9 \epsilon \quad \text{et } \epsilon = \sqrt{(235 / Fy)} \quad Fy = 235$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{l}{2}\right)/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l}{2}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right] \sqrt{c}} = 163.12$$

$$\lambda_{LT} = 1.74 > 0.4$$

$$\varphi = 0.5 \times [1 + 0.21(1.74 - 0.2) + 1.74^2] = 2.18 \rightarrow \varphi_{LT} = 2.18$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}}$$

$$\chi_{LT} = 0.29 < 1.0$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y,x} F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{129.3 \times 23.5}{1.1} = 2762.31 \text{ daN.m}$$

$$M_{b;rd} = 0.29 \times M_{pl,yrd} = 0.29 \times 2762.31 = 801.06 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{570.37}{801.06}\right) + \left(\frac{8.8}{450.70}\right) = 0.73 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.1.4 Vérification de l'état limite de service (ELS)

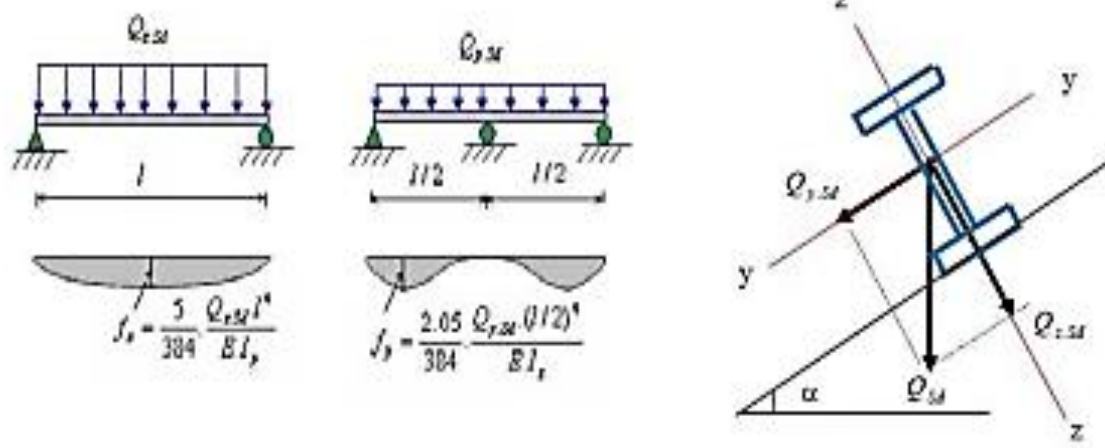


Figure 6 : Vérification de la flèche.

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$Q_{sd1} = G + N = 33.04 + 17.96 = 51 \downarrow$$

$$Q_{sd2} = G - V = 33.04 - 103.97 = -70.93 \uparrow$$

$$Q_{sd} = \text{Max} (Q_{sd1} + Q_{sd2}) = -73.73 \uparrow$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cdot \cos(15) = 70.93 \cos(15) = 68.51 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \cdot \sin(15) = 70.93 \sin(15) = 18.35 \text{ daN/ml}$$

Condition de la vérification :

$$f \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = L/200 = 600/200 = 3 \text{ Cm}$$

$$F_z = \frac{5 \cdot q_{zw} \cdot l^4}{384 \cdot EI_y} = 0.63 < 3 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$F_y = \frac{2,05 \cdot q_{yw} \cdot (\frac{l}{2})^4}{384 \cdot EI_z} = 0.0553 < 1.5 \text{ condition vérifiée}$$

III.2.1.5 Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE160) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

III.2.2 Les pannes de l'appentis

III.2.3

III.2.3.1 Évaluations des charges

a) Charges permanentes G

$$\text{Poids de la toiture (G)} \quad 12 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Poids propre de l'IPE 160 (G)} : \quad 15,80 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Poids propre d'accessoires de pose} \quad 5 \text{ Kg/m}^2$$

Les pannes sont en acier S235

Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6\text{m}$.

La pente de chaque versant $\alpha=15^\circ$

Espacement entre chaque panne $e = 1.02\text{m}$

$$G = [12+5] \cdot 1.02 + 15.80 = 33.14 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 33.14 \text{ Kg/ml}$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

a) Surcharges d'entretien E

Deux charge concentrée de 100 kg (↓) chacune situées à 1/3 et 2/3 ↓ la portée
La charge uniformément répartie P_{eq} due aux surcharge d'entretien est ponctuelle

Sur chaque versant de toiture on dispose 8pannes espacées de 1.02 mètres et chaque panne repose sur deux appuis distants de 6 mètres.
la panne sera en profilé :IPE 160(figure III-1)

b) Surcharges du vent (V)

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

$V = -126.12 \text{ daN/m}^2$(chapitre II, tableau II.13).

$V = -126.2 \times 1.02$

$V = -128.72 \text{ daN/ml}$.

c) Surcharges climatique de neige

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

$N = 17.6 \text{ daN/m}^2$

$N = 17.6 * 1.02 = 17.96 \text{ daN/m}^2$

Combinaisons de charge les plus défavorables :

1. Actions vers le bas ↓ :

$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = (1,35 \times 33.14) + (1,5 \times 44.44) = 111.4 \text{ daN.ml}$

$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 33.14) + (1,5 \times 17.96) = 71.68 \text{ daN.ml}$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$Q_{sd} = 111.4 \text{ daN.ml} \downarrow$

2. Actions vers le haut ↑ :

$Q_{z.sd} = G \cos(15) - 1,5V = [33.14 \times \cos(15)] - (1,5 \times 126.12)$

$Q_{z.sd} = -157.17 \text{ daN/ml}$

$Q_{y.sd} = G \sin(15) = [33.14 \sin(15)] = 8.57 \text{ daN/ml}$

$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1} ; Q_{sd,2} ; Q_{z,sd} ; Q_{y,sd}) = -157.17 \text{ daN/ml}$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.2.3.2 Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Vérification de la résistance en section :

on choisit le profilé de la panne suivant : IPE160

a) Vérification à la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z », l'Euro-code 3 «Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

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

Avec $\alpha=2$ et $\beta=1$ (sections en I ou H) $\beta=5n > 1$

Avec $n=N_{sd}/N_{pl, rd} = 0$

$$Q_{sd} = 111.4 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 111.4 \times \cos(15) = 107.6 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 111.4 \times \sin(15) = 28.83 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Axe y-y : } M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{107.6 \cdot 36^2}{8} = 484.2 \text{ dan.ml}$$

$$\text{Axe z-z : } M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \cdot l^2}{32} = \frac{28.83 \cdot 36^2}{32} = 21.84 \text{ dan.ml}$$

$$M_{pl, z, Rd} = \frac{W_{pl, z, x} \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{26.1 \cdot 23.5}{1.1} = 557.6 \text{ dan.ml}$$

$$M_{pl, y, Rd} = \frac{W_{pl, y, x} \cdot F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \cdot 23.5}{1.1} = 2646.95 \text{ dan.ml}$$

$$\left(\frac{484.2}{2646.95} \right)^2 + \left(\frac{21.84}{557.6} \right)^1 = 0.072 < 1.0 \quad \text{condition vérifié}$$

b) Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z, cd} \leq V_{plz, Rd} \quad \text{Et} \quad V_{y, cd} \leq V_{ply, Rd}$$

$$\text{On a : } A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2 \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 20.1 - 9.66 = 10.44 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{z, x} \cdot l}{2} = 322.8 \text{ dan}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \frac{Q_{y, x} \cdot l}{2} = 54.05 \text{ dan}$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$V_{plz ; rd} = \frac{Avz \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma m 0} = 11914.93 \text{ dan}$$

$$V_{ply ; rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma m 0} = 12877.02 \text{ dan}$$

$$V_{z.sd} = 322.8 < V_{plz.rd} = 11914.53 \text{ daN condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 54.04 < V_{ply.rd} = 12877.02 \text{ daN condition vérifiée}$$

c) Calcul au déversement

Vérification de la semelle inférieure comprimée au diversement

Actions vers le haut

$$Q_{z.Sd} = -157.17 \text{ daN.ml}$$

$$Q_{y.Sd} = -8.57 \text{ daN.ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} l^2}{8} = 157.17 * 36 / 8 = 707.27 \text{ dan.ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} l^2}{32} = 8.57 * 36 / 32 = 9.65 \text{ dan.ml}$$

En doit vérifier

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{brd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} < 1$$

$$M_b ; rd = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Evaluation de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}}$$

La valeur de λ_{LT} peut être calculée par la formule

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\left(\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}\right)}$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot F_y}{M_{cr}}\right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda l t}{\lambda 1}\right] \cdot [\beta]^{0.5}$$

ou: $\lambda 1 = \pi \cdot \sqrt{E} / F_y = 93.9 \epsilon$ et $\epsilon = \sqrt{(235 / F_y)}$ $F_y = 235$

$$\epsilon = 1 \rightarrow \lambda 1 = 93.9$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{l}{2}\right)/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l}{2}}{\frac{h}{tf}}\right)\right] \sqrt{c}}$$

$$\lambda_{LT} = 163.12$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = (163.12/93.9)\sqrt{1} = 1.74$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.74 > 0.4 \rightarrow \text{il y a risque de déversement}$$

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21(1,79 - 0,2) + 1,79^2] = 2.27 \rightarrow \varphi_{LT} = 2.18$$

$$\chi_{LT} = 0.29$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y,x} F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{129.3 \times 23.5}{1.1} = 2762.31 \text{ daN.m}$$

$$M_{brd} = 0.29 \times M_{plyrd} = 0.29 \times 2762.31 = 801.06 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{707.27}{801.06}\right) + \left(\frac{9.67}{450.70}\right) = 0.80 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.3.3 Vérification de l'état limite de service (ELS)

$$Q_{sd1} = G + N = 33.04 + 17.96 = 51 \downarrow$$

$$Q_{sd2} = G - V = 33.04 - 126.12 = -93.08 \uparrow$$

$$Q_{sd} = \text{Max}(Q_{sd1} + Q_{sd2}) = -93.08 \uparrow$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cdot \cos(15) = 93.08 \cos(15) = 89.90 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \cdot \sin(15) = 93.08 \sin(15) = 24.10 \text{ daN/ml}$$

Condition de la vérification :

$$f \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = L/200 = 600/200 = 3 \text{ Cm}$$

$$F_z = \frac{5 \cdot q_{zw} \cdot l^4}{384 \cdot EI_y} = 0.86 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

$$F_y = \frac{2,05 \cdot q_{yw} \cdot \frac{l}{2}}{384 \cdot EI_z} = 0.072 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

III.2.4 Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE160) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.3 Dimensionnement des liernes de pannes :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi- portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés barres rondes ou de petites cornières.

Leurs rôle principale est d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi a limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

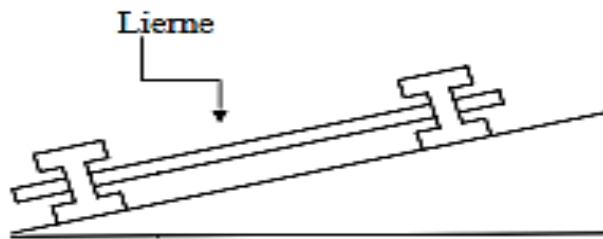


Figure 7: Représentation des efforts de traction dans les liernes

III.3.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

Réaction au niveau des liernes :

$$R = 1.25 Q_{y_{sd}} \cdot (l/2)$$

$$Q_{y_{sd}} = 27.81 \text{ daN/ml}$$

$$R = 1.25 \times 27.81 \times 3 = 104.28 \text{ daN}$$

- Evaluation des efforts dans les liernes :

$$T1 = \frac{R}{2} = 104.28/2 = 52.14 \text{ daN}$$

$$T7 = \frac{T6}{2 \cdot \sin \phi} \text{ avec } \phi = \text{arc tg } (1.02/3) = 18.77^\circ$$

$$T7 = \frac{573.54}{2 \cdot \sin 18.77} = 891.22 \text{ daN}$$

- Les efforts dans les tronçons

Effort de traction	La valeur de l'effort panne hangar	Panne apentis
T1	52.14	54.05
T2	156.42	162.16
T3	260.7	270.27
T4	364.98	378.38
T5	469.26	486.49
T6	573.54	594.06
T7	891.22	923.95

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.3.1.1 Déterminer de diamètre des liernes (hangar)

Traction simple :

$$N_{sd} < N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = T7 = 891.22 \text{ daN} \text{ et } N_{t,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \text{ et } A = \frac{T7 \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = 891.22 \cdot 1.1 / 2350 = 0.417 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} > 0.417 \rightarrow d = \sqrt{(4A/\pi)} = 0.728 \text{ et } d > 0.728$$

Soit une barre de diamètre $\phi = 7.5 \text{ mm}$

$$R = 1.25 Q_{y_{sd}} \cdot (1/2)$$

$$Q_{y_{sd}} = 28.83 \text{ daN/ml}$$

$$R = 1.25 \times 28.83 \times 3 = 108.11 \text{ daN}$$

-Evaluation des efforts dans les liernes :

$$T1 = \frac{R}{2} = 108.11 / 2 = 54.05 \text{ daN}$$

$$\phi = 18.77^\circ$$

$$T7 = \frac{594.06}{2 \cdot \sin 18.77} = 923.95 \text{ daN}$$

III.3.2 Déterminer de diamètre des liernes (appentis)

Traction simple :

$$N_{sd} < N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = T7 = 923.95 \text{ daN} \text{ et } N_{t,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \text{ et } A = \frac{T7 \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = 923.95 \cdot 1.1 / 2350 = 0.432 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} > 0.417 \rightarrow d = \sqrt{(4A/\pi)} = 0.741 \text{ et } d > 0.741$$

Soit une barre de diamètre $\phi = 7.5 \text{ mm}$

Conclusion

pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de $\phi = 10 \text{ mm}$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.4 Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires.

III.4.1

Hypothèse de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance : $L=6\text{m}$ sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe yy' .
- Espacement à l'écartement des lisses $d=1,5\text{ m}$.
- On dispose de 7 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les lisses sont en acier S235

G

V

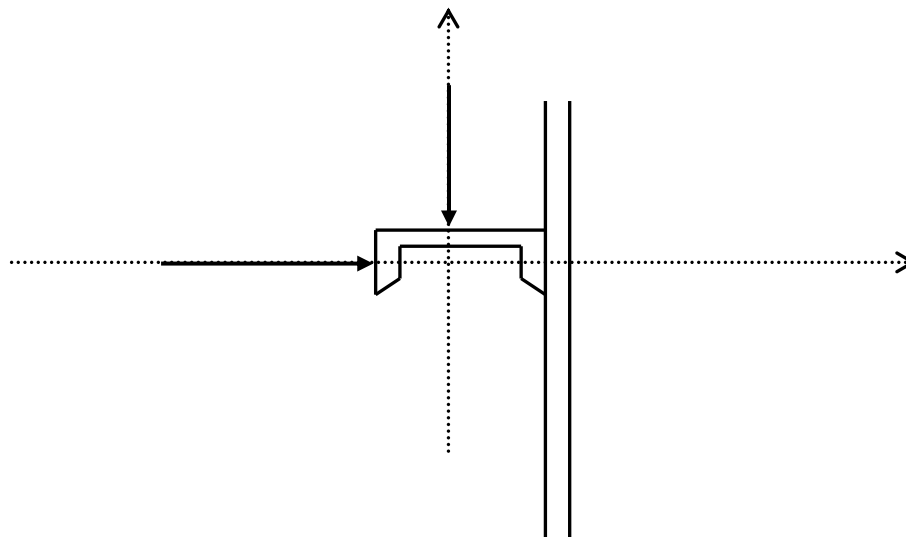


Figure 8: lisses des bardages

III.4.1.1 Evaluation des charges

1. hangar

Charges permanentes (lisse + panneaux sandwich)

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs).....	12.9 Kg /m ²
Poids propre d'accessoires d'attaches	1.5 Kg/m ²
Poids propre de la lisse estimé (UPE100).....	9.82Kg/m

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

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$G = (12.9 + 1.5) \times 1.5 + 9.82 = 31.42 \text{ kg/ml}$$

III.4.2 La surcharges climatique du au vent (\perp pignon)

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue : $v = 145.937 \text{ daN/m}^2$ (voir chapitre II)
D'où : $v = 145.937 \times e = 145.937 \times 1.5 = 218.905 \text{ daN/ml}$ (hangar)

III.4.2.1 Condition de la résistance (ELU)

a) Vérification à la flexion

$$\left[\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{pl.y\text{rd}}} \right] + \left[\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{pl.z\text{rd}}} \right] \beta$$

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

$$Q_y = 1.35G = 1.35 \times 31.42 = 42.42 \text{ daN/m}$$

$$Q_z = 1.5V = 1.5 \times 218.905 = 328.358 \text{ daN/m}$$

$$M_y = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{42.42 \times 3.5^2}{8} = 64.57 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{328.358 \times 3.5^2}{8} = 502.798 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z\text{rd}} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{48,01.23.50}{1.1} = 1025.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y\text{rd}} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.34.23,50}{1.1} = 413.17 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{502.8}{1125.67} \right) + \left(\frac{69.67}{413.17} \right)^1 = 0.61 < 1.0 \quad \text{condition vérifié}$$

b) Vérification au cisaillement

UPE100 :

$$A_{vz} = 5.34 \text{ cm}^2 \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 12.5 - 5.34 = 7.16 \text{ cm}^2$$

$$V_{z\text{sd}} = \frac{Q_{z,xl}}{2} = 574.61 \text{ daN}$$

$$V_{y\text{sd}} = 0.625 \frac{Q_{y,xl}}{2} = 46.39 \text{ daN}$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$V_{plz,rd} = \frac{Avz \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma m_0} = 658.45 \text{ kn}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{Avy \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma m_0} = 883.13 \text{ kn}$$

$$V_{z,sd} = 57.461 \text{ KN} < V_{plz,rd} = 658.45 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 4.639 \text{ KN} < V_{ply,rd} = 883.13 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'élément 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.

III.4.2.2 Vérification de l'état limite de service (ELS)

a) Condition de la flèche :

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

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

$$F_z = \frac{5.q_z.l^4}{384.E.I_y} = 1.47 < f_{adm} = 1.75$$

$$F_y = \frac{5.q_y.l^4}{384.E.I_z} = 1.03 < f_{adm} = 1.75$$

Conclusion :

Les lisses de long pan en UPE100 est vérifiée à la sécurité.

III.5 Appentis

Charges permanentes (lisse + panneaux sandwich)

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs) 12.9 Kg /m²

Poids propre d'accessoires d'attaches 1.5 Kg/m²

Poids propre de la lisse estimé (UPE100)..... 9.82 Kg/m

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

$$G = (12.9 + 1.5) \times 1.5 + 9.82 = 31.42 \text{ kg/ml}$$

III.5.1 La surcharges climatique du au vent (\perp pignon)

On calcul les lisses de bardages avec la valeur obtenue : $v = 434.37 \text{ daN/m}^2$ (voir chapitre II)

D'où : $V = 434.37 \times e = 145.937 \times 1.5 = 65.16 \text{ daN/ml}$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.5.2 Conclusion

L UPE 100 est vérifié comme lisse de bardage dans l'appentis.

III.5.3 La surcharges climatique du au vent (\perp lon pang)

Hangar

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue : $v = 145.937 \text{ daN/m}^2$ (voir chapitre II)

D'où : $v = 145.937 \times e = 145.937 \times 1.5 = 218.905 \text{ daN/ml}$ (hangar)

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

$$G = (12.9 + 1.5) \times 1.5 + 9.82 = 31.42 \text{ kg/ml}$$

III.5.3.1 Condition de la résistance (ELU)

a) Vérification à la flexion

$$\left[\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{pl.y\text{rd}}} \right] + \left[\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{pl.z\text{rd}}} \right] \beta$$

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

$$Q_y = 1.35G = 1.35 \times 31.42 = 42.42 \text{ daN/m}$$

$$Q_z = 1.5V = 1.5 \times 218.905 = 328.358 \text{ daN/m}$$

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{328.358 \cdot 6^2}{8} = 1477.62 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{42.42 \cdot 3^2}{8} = 47.73 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z\text{rd}} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{48,01 \cdot 23,50}{1,1} = 1025.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y\text{rd}} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19,34 \cdot 23,50}{1,1} = 413.17 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{1477.62}{1125.67} \right) + \left(\frac{44.73}{413.17} \right)^1 = 1.42 > 1.0 \quad \text{condition non vérifié}$$

On prend une section UPE 120

$$M_{pl.y\text{rd}} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{70.33 \cdot 23.50}{1.1} = 1502.51 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.z\text{rd}} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25,28 \cdot 23,50}{1,1} = 540.10 \text{ daN.m}$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\left(\frac{1477.62}{1502.51}\right) + \left(\frac{44.73}{540.1}\right)^2 = 1.07 > 1.0 \quad \text{condition non vérifié}$$

On prend une section UPE 140

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{98,84 \cdot 23,50}{1,1} = 2111,58 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{33,22 \cdot 23,50}{1,1} = 709,7 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{1477.62}{2111.58}\right) + \left(\frac{44.73}{709.7}\right)^2 = 0.76 < 1.0 \quad \text{condition vérifié}$$

b) Vérification au cisaillement

UPE140 :

$$A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2 \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 18.4 - 8.25 = 10.15 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{z,xl}}{2} = 985.07 \text{ dan}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \frac{Q_{y,xl}}{2} = 79.54 \text{ dan}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = 101.75 \text{ kn}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = 125.20 \text{ kn}$$

$V_{z.sd} = 98.507 \text{ KN} < V_{plz.rd} = 101.75 \text{ KN}$ condition vérifiée

$V_{y.sd} = 4.639 \text{ KN} < V_{ply.rd} = 125.20 \text{ KN}$ condition vérifiée

III.5.3.2 Vérification de l'état limite de service (ELS)

Condition de la flèche :

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

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

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 0.56 < f_{adm} = 3$$

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

$$f_y = \frac{2,05 \cdot q_y \cdot (l/2)^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = 1.05 < f_{adm} = 1.75$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

En doit vérifier

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}} < 1$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Evaluation de χ_{LT}

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

La valeur de λ_{LT} peut être calculée par la formule

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\left(\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right)}$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot F_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{1t}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta]^{0.5}$$

Ou: $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E} / F_y = 93.9 \epsilon$ et $\epsilon = \sqrt{(235 / F_y)}$ $F_y = 235$

$\epsilon = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{1}{i_z} \right)}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{i_z}{h} \right)^2 \right]} \sqrt{c} = 385.4$$

$\lambda_{LT} = 145.8$

$\bar{\lambda}_{LT} = (145.8 / 93.9) \sqrt{1} = 1.55$

$\lambda_{LT} = 1.55 > 0.4 \rightarrow$ il y a risque de déversement

$\phi = 0.5 \times [1 + 0.2 + (1.55 - 0.2) + 1.55^2] = 1.843 \rightarrow \phi_{LT} = 1.843$

$\chi_{LT} = 0.352$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98.84 \times 23.5}{1.1} = 2111.58 \text{ daN.m}$$

$M_{brd} = 0.352 \times M_{plyrd} = 0.352 \times 2111.58 = 743.49 \text{ daN.m}$

$M_{brd} < M_{sd}$

La condition n'est pas vérifiée donc la stabilité au déversement de la lisse n'est pas vérifiée, on augmente la section de profile à un UPE160

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\lambda_{lt}=117.5$$

$$\bar{\lambda}_{lt}=1.25$$

$$\chi_{Lt}=0.500 \rightarrow M_{brd}=14.057 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd}=14.057 \text{ KN.m} < M_{sd}=14.76 \text{ KN.m}$$

On prend UPE 200

$$\lambda_{lt}=126.65$$

$$\bar{\lambda}_{lt}=1.34$$

$$\chi_{Lt}=0.537 \rightarrow M_{brd}=2525.04 \text{ daN.m}$$

$$M_{brd}=2525.04 \text{ daN.m} > M_{sd}=1477.6 \text{ KN.m}$$

Le déversement est vérifié

c) Vérification à la flexion (UPE 200)

$$\left(\frac{502.8}{4702.13}\right) + \left(\frac{69.67}{1351.89}\right)^2 = 0.15 < 1.0 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.5.4 Conclusion :

Le profilé en UPE 200 est vérifié comme lisse de bardage sur long pan pour les lisses de longueur 6m.

III.5.5 Appentis

On prend UPE200

$$G=(12.9+1.5)*1.5 + 22.8=44.4 \text{ kg/ml}$$

III.5.5.1 Condition de la résistance (ELU)

a) Vérification à la flexion

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,yrd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,zrd}} \right] \beta$$

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

$$Q_y=1.35G=1.35 \times 44.4=59.54 \text{ daN/m}$$

$$Q_z=1.5V=1.5 \times 235.683=353.53 \text{ daN/m}$$

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{353.53 \cdot 6^2}{8} = 1590.89 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{59.54 \cdot 3^2}{8} = 67.44 \text{ daN.m}$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$M_{pl y rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.1.23.50}{1.1} = 4702.14 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl z rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{63.28.23,50}{1.1} = 1351.89 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{1590.58}{4702.14}\right) + \left(\frac{67.44}{1351.89}\right)^2 = 0.98 < 1.0 \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement

UPE200:

$$A_{vz} = 13.5 \text{ cm}^2 \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 33.9 - 13.50 = 20.4 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{z,x l}}{2} = 1060.59 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \frac{Q_{y,x l}}{2} = 2981.25 \text{ daN}$$

$$V_{plz ; rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = 1665.1 \text{ daN}$$

$$V_{ply ; rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = 25161.9 \text{ daN}$$

$V_{z.sd} < V_{plz.rd}$ condition vérifiée

$V_{y.sd} < V_{ply.rd}$ condition vérifiée

III.5.5.2 Vérification de l'état limite de service (ELS)

Condition de la flèche :

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

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

$$F_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 1.4 < f_{adm} = 3$$

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

$$F_y = \frac{2,05 \cdot q_y \cdot (l/2)^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = 0.65 < f_{adm} = 1.75$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.5.5.3 Vérification au déversement

$$\frac{M_{y,rd}}{M_{brd}} + \frac{M_{z,rd}}{M_{plz,rd}} < 1$$

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{plY} \cdot f_Y / \gamma_{M1}$$

$$M_{brd} = 2525.04 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1590.89 \text{ KN.m}$$

Le déversement est vérifié

III.6 Calcul des liernes

III.6.1 Calcul des liernes de long pan (hangar)

Les suspentes 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.

Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée :

- La réaction R au niveau de la lierne :

$$R = 1.25(1.35G) \cdot l/2 = 1.25 \cdot 1.35 \cdot 44.4 \cdot 3 = 224.78 \text{ daN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse inférieure :

$$T1 = R/2 = 112.39 \text{ daN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L2

$$T2 = T1 + R = 112.39 + 224.78 = 337.17 \text{ daN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L3

$$T3 = T2 + R = 337.17 + 224.78 = 561.95 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$T4 = T3 + R = 561.95 + 224.78 = 786.73 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L5 :

$$T5 = T4 + R = 786.73 + 224.78 = 1011.51 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L6:

$$T6 = T5 + R = 1011.51 + 224.78 = 1236.29 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L7:

$$T7 = T6 + R = 1236.29 + 224.78 = 1461.07 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L8:

$$T8 = \frac{T7}{2 \sin \phi} = 1633.8 \text{ daN}$$

$$\phi = \arctg 1.5/3 = 26.56^\circ$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L8 : T8= 1633.8daN

Nature de la sollicitation : Tension.

Condition de vérification à la résistance :

Résistance plastique de la section brute :

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

Avec : $N_{sd} = T8$

$$N_{pl, rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = T8 < \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A > \frac{T8 \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1633.8 \cdot 1.1}{2350} = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A \pi \phi^2}{4} > 0.76$$

$$\phi > \sqrt{\left(\frac{4 \cdot 0.76}{3.14}\right)} = 0.98 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0.98 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10.0 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$

III.6.2 Calcul des liernes de long pan (appentis)

Traction simple :

$$R = 1.25 (1.35G) \cdot l/2 = 1.25 \cdot 1.35 \cdot 44.4 \cdot 3 = 224.78 \text{ daN}$$

$$N_{sd} < N_{t, rd}$$

$$N_{sd} = T = 224.78 \text{ daN} \text{ et } N_{t, rd} = N_{pl, rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \text{ et } A = \frac{T \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{224.78 \cdot 1.1}{2350} = 0.10 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} > 0.417 \rightarrow d = \sqrt{\left(\frac{4A}{\pi}\right)} = 0.35 \text{ et } d > 0.35$$

Soit une barre de diamètre $\phi = 3.5 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10.0 \text{ mm} = 10 \text{ mm}$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.7 Les potelets

III.7.1 Introduction :

les potelets sont le plus souvent des profils en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

III.7.2 Dimensionnement des potelets

charge permanente (le potelet le plus sollicité est le potelet de pignon)

- Bardage 12 kg/m^2

- Poids propre de potelet (à déterminer)

- Longueur de la lisse $3,5 \text{ m}$

- Poids propre de la lisse UPE100 $G = 9,82 \text{ kg/m}^2$

- Nombre de lisse supporté par le potelet est 8 lisses

- Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : $3,5 \times 12,37 = 43,3 \text{ m}^2$

- L'entre axe des potelets : $3,5$

$$G = (9,82 \times 3,5 \times 8) + (12 + 5) \times 3,5 \times 12,37 = 1010,975 \text{ daN}$$

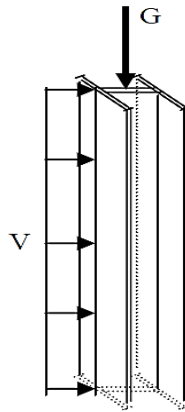


Figure 9 : surcharges climatique V : (horizontale suivant le plan de l'âme)

$$V = 145,935 \times 3,5 = 510,77$$

Pré dimensionnement des potelets par critère de flèche

Sous la condition de la flèche :

$$V = 510,77 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$I_y \geq \frac{5 Q_w \cdot l^4}{384 E \cdot f_{adm}} = \frac{5 \times 200 \cdot V \cdot l^3}{384 E} = \frac{1000 \times 510,77 \times 10^{-2} \times 1237^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 11989,02 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

On opte pour un HEB260 ($I_y = 14920 \geq 11989,02 \text{ cm}^4$)

$$\Rightarrow G = 1010,97 + 93 \times 12,37 = 2161,38 \text{ Kg} = 2161,38 \text{ daN}$$

III.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :

Où $M_{c,rd}$ est le moment résistance qui dépend de la classe de la section
 $Q_{z,sd} = 1,5 V = 1,5 \times 510,77 = 766,15 \text{ daN/m}$

a) Vérifications des efforts tranchants

$$V_{z,sd} = Q_{zsd} \frac{l}{2} = 4738,63 \text{ daN}$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{37,59 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 46364,63 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plz,rd}} = \frac{4738,63}{46364,63} = 0,102 < 0,5$$

Incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée

b) Vérifications de l'effort normal

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 2161,38 = 2917,863 \text{ daN}$$

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{118,4 \times 2350}{1,1} = 252945,54 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2917,863 \text{ daN} \ll N_{plRd} = 252945,45 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Vérifications du moment fléchissant

$$V_{z,sd} < \frac{V_{plzRd}}{2} := 4738,63 \text{ daN} < 8634,01 \text{ daN}$$

... .. pas d'interaction entre V et M

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{sd} < \frac{N_{plRd}}{4} : 2917,86 < 63236,385 \text{ daN} \dots \dots \text{vérifiée} \\ N_{sd} < \frac{0,5 A_w f_y}{\gamma_{M0}} : 2917,86 < 172,639,54 \text{ daN} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

... .. pas d'interaction entre N et M

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{y.sd} &= \frac{1,5 Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{1,5 \times 510,77 \times 3,5^2}{8} = 1173,17 \text{ daN.m} \\ \text{➤ } M_{pl.Rd} &= \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(1283)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 27409,54 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

$$M_{y.sd} = 1173,17 < M_{pl.Rd} = 27409,54 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

⇒ La section en HEB 260 est vérifiée.

III.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion due au vent et à la compression due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses. En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant) il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \text{ Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$ Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Où :

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1237}{11,22} = 110,24$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{110,24}{93,9} = 1,174$$

Courbe de flambement :

$\{ h/b = 260/260 = 1 < 1,2$
 $\{ \text{Axe de flambement } Y - Y \Rightarrow \text{courbe de flambement } (b) ; \alpha = 0,34 \text{ (Tableau (5-5-1))}$
Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,34(1,17 - 0,2) + 1,174^2] = 1,35$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,35 + [1,35^2 - 1,17^2]^{0,5}} = 0,49$$

Flambement par rapport à l'axe fort Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$ Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{6,58} = 22,79$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{22,79}{93,9} = 0,24$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 260/260 = 1 < 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement } (c); \alpha = 0,49 \text{ (Tableau (5-5-1) Eurocode 03}$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,49(0,24 - 0,2) + 0,24^2] = 0.538$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.538 + [0.538^2 - 0.24^2]^{0,5}} = 0,980$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,49; 0,980) = 0,49$$

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot Af_y} k_z \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

Ou : $\beta_{My} = 1,3$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_y = 1,17(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1283 - 1148}{1148} = -1,52$$

$$k_y = 1 - \frac{-1.52 \times 2917.86}{0,49 \times 118.4 \times 2350} = 1,032 \quad \Rightarrow k_y = 1,032$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{2917.863}{0,49 \times 252945.54} + \frac{1,032 \times 1173.17}{27409.54} = 0.067 < 1$$

... .. Élément vérifié au flambement.

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

b) Vis-à-vis du diversement

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de diversement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

L'élançement réduit sera $\bar{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Où :

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec } i_z = 6,58 \text{ cm ; } h = 26 \text{ cm ; } t_f = 1,75 \text{ cm.}$$

Avec :

$C_1 = 1,132$: Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments.
(Tableau F-1-1 et F-1-2 de l'Eurocode 03)

$l = 1,5 \text{ m}$: Longueure de flambement latérale.

$$i_z = 6,58 \text{ cm}$$

$$h = 26 \text{ cm}$$

$$t_f = 1,75 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{150/6,58}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/6,58}{26/1,75} \right)^2 \right]^{0,25}} = 20,83$$
$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{20,83}{93,9} = 0,221 \bar{\lambda}_{LT} < 0,4 \rightarrow \text{ya pas risque de diversement}$$

III.7.2.3 Conclusion

le profilé laminé choisi (HEB 260) est vérifié à l'état limite ultime

III.7.3 Vérification de HEB 260 à l'ELS

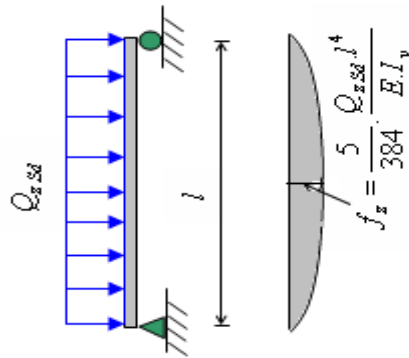


Figure 10: surcharges climatique V : (horizontale suivant le plan de l'âme)

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (non Pondérées).

Condition de vérification : $f \leq f_{adm}$ Avec : $f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{1237}{200} = 6.185\text{cm}$.

$$f = \frac{5}{384} \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{5,1077 \times (600)^4}{(2,1 \times 10^6)(14920)} = 4,96 < f_{adm} = 6,185\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

⇒ Le profilé laminé choisi (HEB260) est vérifié à l'état limite de service.

III.7.3.1 Conclusion

Le profilé laminé choisi (HEB260) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme Potelet.

III.7.4 Dimensionnement des potelets d'appentis

Charge permanente (le potelet le plus sollicité est le potelet de pignon)

-Bardage 12kg/m²

-Poids propre de potelet (à déterminer)

-Longueur de la lisse 3.5m

-Poids propre de la lisse UPE100 G= 9.82 kg/m²

-Nombre de lisse supporté par le potelet est 8 lisses

-Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : 3.5x12, 37= 43.3m²

-L'entre axe des potelets : 3,5

$$G = (9,82 \times 3,5 \times 3) + (12+5) \times 3,5 \times 3.93 = 336.95\text{daN}$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$V = 157.122 \times 3,5 = 549.927 \text{ daN/ml}$$

a) Pré dimensionnement des potelets par critère de flèche

Sous la condition de la flèche :

$$V = 549.927 \text{ daN/ml}$$

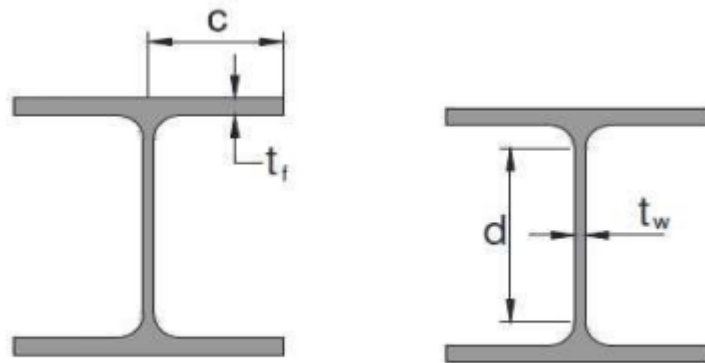
$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot f_{adm}} = \frac{5 \times 200}{384} \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000 \times 549.927 \times 10^{-2} \times 393^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 413.93 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

On opte pour un IPE 140 ($I_y = 541,2 \geq 413.93 \text{ cm}^4$)

$$\Rightarrow G = 336.95 + 12.9 \times 3.93 = 387.65 \text{ Kg} = 387.65 \text{ daN}$$



III.7.4.1 Vérification de la section à la résistance :

Où $M_{c,rd}$ est le moment résistance qui dépend de la classe de la section
 $Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5 \times 549.927 = 824.89 \text{ daN/m}$

a) Vérifications des efforts tranchants

$$V_{z,sd} = Q_{z,sd} \frac{l}{2} = 1620.90 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{7.64 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 9423.41 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z,sd}}{V_{plz,Rd}} = \frac{1620.90}{9123.41} = 0.177 < 0,5$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

Incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée

b) Vérifications de l'effort normal

- $N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 387,65 = 513,33 \text{ daN}$
- $N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16,4 \times 2350}{1,1} = 35036,64 \text{ daN}$
 $N_{sd} = 513,33 \ll N_{plRd} = 35036,64 \text{ daN} \dots \dots \dots$ vérifiée

c) Vérifications du moment fléchissant

$$V_{z.sd} < \frac{V_{plzRd}}{2} := 1620,9 \text{ daN} < 4711,705 \text{ daN}$$

... .. pas d'interaction entre V et M

$$\begin{cases} N_{sd} < \frac{N_{pl.Rd}}{4} : 513,33 < 2355,852 \text{ daN} \dots \dots \text{vérifiée} \\ N_{sd} < \frac{0,5 A_w f_y}{\gamma_{M0}} : 513,33 < 668222,5 \text{ daN} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

... .. pas d'interaction entre N et M

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

- $M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{1,5 \times 549,927 \times 3,5^2}{8} = 1263,11 \text{ daN.m}$
- $M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(88,34)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 1887,263 \text{ daN.m}$

$$M_{y.sd} = 1263,11 < M_{pl.Rd} = 1887,263 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

⇒ La section en IPE 140 est vérifiée.

d) Flexion composé avec risque de flambement

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$ Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{493}{5,74} = 85,88$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{85,88}{93,9} = 0,914$$

Courbe de flambement :

$(h/b = 140/73 = 1,917 > 1,2$
 $\left. \begin{array}{l} \text{Axe de flambement Y - Y} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21 \text{(Tableau (5-5-1))}$
 Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,914 - 0,2) + 0,914^2] = 0,992$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,992 + [0,992^2 - 0,914^2]^{0,5}} = 0,725$$

Flambement par rapport à l'axe fort Z-Z (hors du plan du portique) :

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right]$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$ Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Ou :

- $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon$ Et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$: Élancement Eulérien.

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{1,65} = 90,90$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{90,90}{93,9} = 0,968$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b > 1,2 \\ \text{Axe de flambement Z - Z} \end{array} \right. \Rightarrow$ courbe de flambement(b); $\alpha = 0,34$ (Tableau (5-5-1)
Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(0,968 - 0,2) + 0,968^2] = 1,099$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,099 + [1,099^2 - 0,968^2]^{0,5}} = 0,617$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,725; 0,617) = 0,617$$

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

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

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

Ou : $\beta_{My} = 1,3$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_y = 0,914(2 \times 1,3 - 4) + \frac{88,34 - 77,32}{77,32} = -1,13$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,13 \times 513,33}{0,617 \times 16,4 \times 2350} = 1,024 \quad \Rightarrow k_y = 1,024$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{513,33}{0,617 \times 35036,64} + \frac{1,024 \times 1263,11}{1887,263} = 0,709 < 1$$

... .. Élément vérifié au flambement.

e) Vis-à-vis du diversement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de diversement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

L'élancement réduit sera $\overline{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

- $\lambda_1 = 93,9\varepsilon$ Et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$ avec $i_z = 1,65$; $h = 14\text{cm}$; $t_f = 0,69\text{cm}$.

Avec :

- $C_1 = 1,132$: Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments. (Tableau F-1-1 et F-1-2 de l'Eurocode 03)
- $l = 1,5\text{m}$:Longueur de flambement latérale.
- $i_z = 1,65\text{cm}$
- $h = 14\text{ cm}$
- $t_f = 0,69\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{150/1,65}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/1,65}{14/0,69} \right)^2 \right]^{0,25}} = 71,85$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{71.85}{93,9} = 0.765 \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1,9 \geq 1,2 \Rightarrow \text{courbe de flambement } a = 0,21 \\ t_f < 40\text{mm} \end{array} \right.$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49)

de l'eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,765 - 0,2) + 0,765^2] = 0,8519$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,85 + [0,85^2 - 0,765^2]^{0,5}} = 0,815$$

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} k_z \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \mu_{LT} \leq 0,9$$

Ou : $\beta_{My} = 1,3$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,968 \times 1,3 - 0,15 = 0,03876$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,03876 \times 513.33}{0,617 \times 16,4 \times 2350} = 0,999 < 1,5 \Rightarrow k_{LT} = 0,999$$

Vérification au diversement :

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{513.33}{0,617 \times 35036.64} + \frac{0,999 \times 1263.11}{0,815 \times 1887.263} = 0,820 < 1$$

... .. Elément vérifié au diversement .

III.7.4.2 Vérification de l'IPE140 à l'ELS

Condition de vérification : $f \leq f_{adm}$ Avec : $f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{493}{200} = 2,465 \text{ cm}$.

$$f = \frac{5}{384} \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{5,49927 \times (350)^4}{(2,1 \times 10^6)(541,2)} = 0,945 < f_{adm} = 2,465 \text{ cm} \dots \text{vérifiée.}$$

⇒ Le profilé laminé choisi (IPE140) est vérifié à l'état limite de service.

III.7.5 Conclusion

Le profilé laminé choisi (IPE140) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc

III.8 Les sablières

La sablière est la panne qui se trouve à la retombée de la traverse, elle s'assemble le plus souvent sur les poteaux. Elle est placée dans l'axes des longs pans.

Les sablières sont constituées par des poutres en H, elles reçoivent une charge répartie, (poids propre, vent et neige), les appuis sont les poteaux principaux distants de 6 mètre.

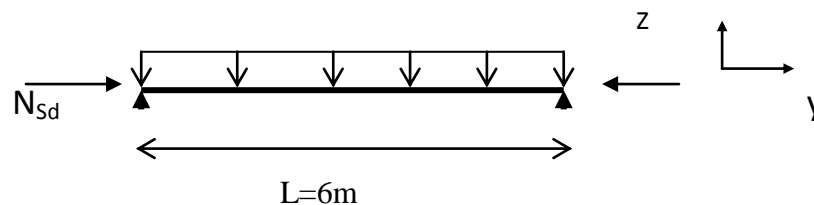


Figure 11 :: disposition de sablière

On prend comme sablière HEA 120

On les vérifie à la flexion composée, car elles sont aussi comprimées par la force du vent : Poids propre de l'HEA 120 $G = 19.9 \text{ daN/m}$.

$$W_{ply} = 119.5 \text{ cm}^3; W_{plz} = 58.85 \text{ cm}^3; A = 25.3 \text{ cm}^2; b = 120 \text{ mm}; t_f = 8 \text{ mm}$$

$$V = 4545.09 \text{ daN} \quad N = 17.6 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{y;sd} = (G + N) \cdot L^2 / 8 = 168.75 \text{ daN/m}^2$$

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

$$N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{pl} = 54050 \text{ daN}$$

$$0,25 N_{pl} = 13512.5 \text{ daN} \dots \dots \dots (1)$$

$$A_w = A - 2bt_f \Rightarrow A_w = 6.1 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w f_y / \gamma_{M0} = 6515.9 \text{ daN} \dots \dots \dots (2)$$

On prend la plus petite valeur entre (1) et (2) qui est

$$\text{Min}(1,2) = 6515.9 \text{ daN}$$

$$N_{sd} < \text{Min}(1,2)$$

$$N_{sd} = 4545.09 < 6515.9 \text{ daN}$$

Vérification

$$M_{y, sd} \leq M_{N, Rd}$$

$$\text{Alors } M_{N, Rd} = M_{pl, y}$$

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y \gamma_{M0} \Rightarrow M_{pl, y, Rd} = 25529.5 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc } M_{y, sd} = 168.75 < M_{N, Rd} = M_{pl, y} = 25529.5 \text{ daN.m}$$

Les sablières en HEA120 sont vérifiées

III.9 Conclusion générale

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer la nature des profiler des éléments secondaires capables de résister a leur poids propre et à tous les efforts extrêmes de vent et de neige. Les profilés suivants ont été retenus après vérification pour différent éléments secondaires.

Les pannes

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires

Hangar : IPE 160

Appentis : IPE 160

Les liernes (pannes) : $\phi=10mm$

Lisse de bardage

Hangar : UPE 200 pour long pan

UPE 100 pour pignon

Appentis : UPE 200 pour long pan

UPE 100 pour pignon

Les liernes (lisse de bardages): $\phi=10cm$ pour long pan

$\phi=10mm$ pour pignon

Les potelets

Hangar : HEB 260

Appentis : IPE 140

Sablières

Hangar : HEA 120

Appentis: HEA 120.

***ETUDE DES STABILITÉS
ET
CONTREVENTEMENTS***



Chapitre IV : études des contreventements

IV.1-Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

IV.2-Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

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

IV.3-Calcul de la poutre au vent en pignon

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts d'entraînement.

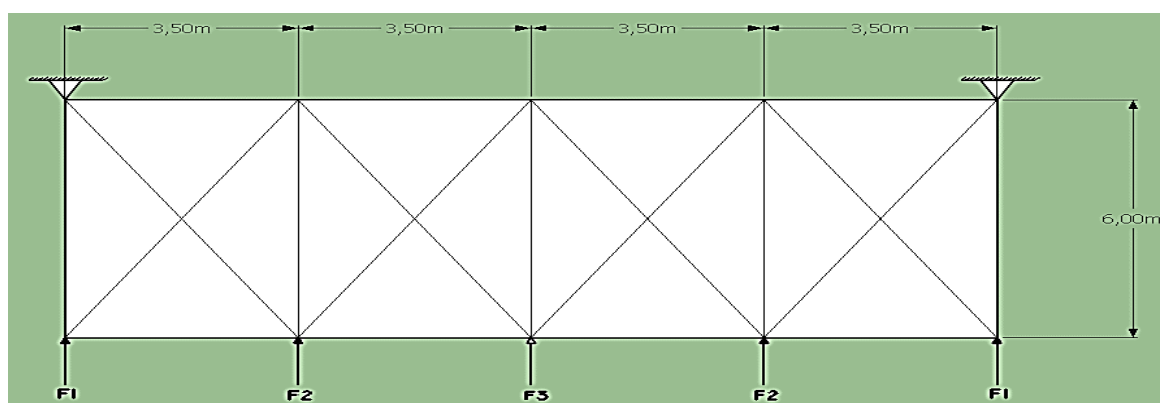


Figure 1: Disposition des contreventements de toiture

Chapitre IV : études des contreventements

$$F_1 = \left(Ph * \frac{H1}{2} * \frac{B}{8} \right) + \frac{Fe}{8}$$

$$F_2 = \left(Ph * \frac{H2}{2} * \frac{B}{4} \right) + \frac{Fe}{4}$$

$$F_3 = \left(Ph * \frac{H3}{2} * \frac{B}{4} \right) + \frac{Fe}{4}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de C_e est donnée ci-dessous :



$$\sum Cr = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

$$q_h = q_{ref} * C_{ex} = 37.5 * 2.162 = 81.075 \text{ daN/m}^2$$

$$C_d = 1$$

$$P_h = C_d * q_h * \sum Cr = 1 * 81.075 * 1.1$$

$$V = P_h = 89.19 \text{ daN/m}^2$$

La force d'entraînement F_e est la force de frottement dans la toiture donnée par :

$$F_e = F_{fr} = \sum (q_h * C_{fr} * S_{fr}) = 1949.55 \text{ daN}$$

II.3.1-Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets

$$F_1 = \left(89.19 * \frac{10.5}{2} * \frac{14}{8} \right) + \frac{1949.55}{8} = 1063.13 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(89.19 * \frac{11.44}{2} * \frac{14}{4} \right) + \frac{1949.55}{4} = 2272.90 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(89.19 * \frac{12.37}{2} * \frac{14}{4} \right) + \frac{1949.55}{4} = 2418.12 \text{ daN}$$

Réactions

$$R_A = R_B = \frac{(2F_1 + 2F_2) + F_3}{2} = 53.41 \text{ KN} \quad R = 4545.09 \text{ daN}$$

II.3.2-Efforts de traction dans les diagonales (Fd)

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 faible effort, suivant le sens du vent.

Par la méthode des sections on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) et donnée comme suit :

$$F_d * \cos \varphi + F_1 = R \quad \text{avec} \quad R = 4545.09 \text{ daN} \quad F_1 = 1063,13$$

Chapitre IV : études des contreventements

$$\text{Arctg } \vartheta = \frac{6}{3.5} = 59,74^\circ \text{ d'où } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \varphi} = \frac{4545.09 - 1063.13}{\cos 59.74} = 6909.68 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 6909.68 = 10364.52 \text{ daN} = 103.65 \text{ KN}$$

d)-Section de la diagonale

Calcul de la section brute A :

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

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = A > \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = 103.65 \cdot 1.1 / 23.5 = 3.50 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 70x70x6 avec un boulon de 12mm et trous de 13 mm.

Soit **L70x0x6** ($A = 8.13 \text{ cm}^2$)

II.3.3-Vérification à la résistance de la section :

Cas de cornières assemblées par une seule aile Pour une attache avec deux boulons ou plus où

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

β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe des trous. P_1

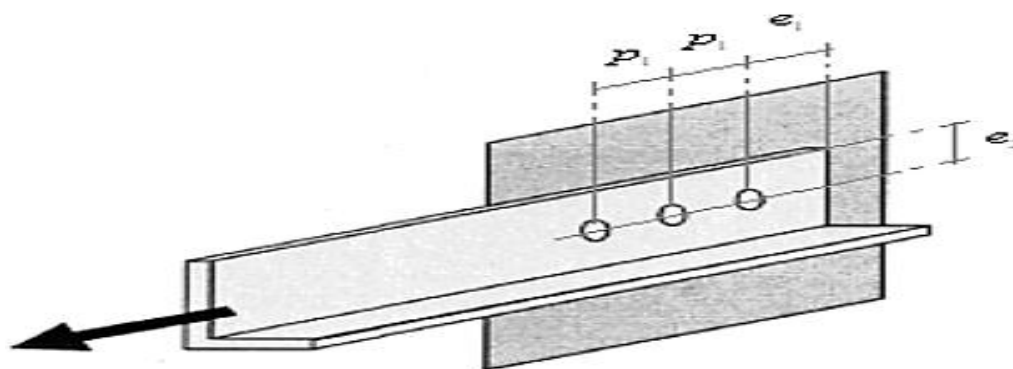


Figure 2 : exemple d'assemblage avec boulon

Chapitre IV : études des contreventements

Tableau 1 - Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

$$A_{net} = 8.13 - 0.7 \times 1.3 = 7.22 \text{ cm}^2$$

$P=100\text{mm}$; $e=25\text{mm}$

$$P_1 = 100\text{mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

Avec : $d_0=13\text{mm}$ diamètre de trous

Donc : $\beta=\beta_3=0.7$

$$N_{uRd} = \frac{0.7 \times 7.22 \times 3600}{1.25} = 14555.52 \text{ daN} = 145.56 \text{ KN}$$

$N_{sd}=103.46\text{KN} < N_{u,rd}$ condition non vérifier

Conclusion :

Une cornière isolée de **70x70x6** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

IV.4-Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la sécurité

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. Les formules de vérification sont les suivantes :

II.4.1-Vérification de la section à la résistance

Section de classes 1 et 2 :

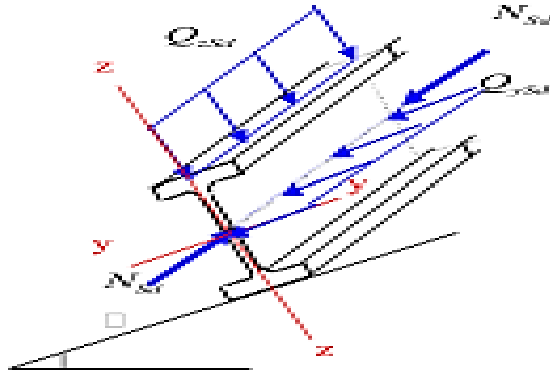


Figure 3: charge applique sur la panne

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

On a choisi une section en I : $\alpha = 2$ et $\beta = 5$ $n \geq 1$ avec $n = N/N_{pl}$

II.4.2-Charge et surcharge revenant a la panne intermédiaire

Flexion divisée : (voir le calcul des pannes)

$$G = 33.14 \text{ daN.ml}$$

$$N = 17.96 \text{ daN/ml}$$

Compression : (voir le calcul de contreventement)

$$V = F_2 = 2272.90 \text{ daN}$$

a) -Combinaison de charge

$$1) 1.35G + 1.35N$$

$$2) Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$3) N_{sd} = 1.35 V$$

$$Q_{sd} = 1.35 G + 1.35 N = 1.35 \times 33.14 + 1.35 \times 17.96 = 71.679 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = 71.679 \cos 15 = 69.24 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \cdot \sin \alpha = 71.679 \sin 15 = 18.55 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{69.24 * 6^2}{8} = 311.58 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} l^2}{8} = \frac{18.55 * 3^2}{8} = 20.86 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 V = 1.35 \times 126.12 = 170.26 \text{ daN}$$

Chapitre IV : études des contreventements

b)-Caractéristiques géométriques de l'IPE 160

$$W_{el,z} = 16.7 \text{ cm}^3 \quad W_{el,y} = 109 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 124 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,z} = 26.1 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot \sigma_y}{\gamma_{m0}} = \frac{26.1 \cdot 23.5}{1.1} = 557.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot \sigma_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \cdot 23.5}{1.1} = 2646.95 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot \sigma_y}{\gamma_{m0}} = \frac{20.1 \cdot 2350}{1.1} = 42940.91 \text{ daN}$$

c)-Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{Sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort Tranchant.

Remarque :

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.

d)-Incidence de l'effort normal

Si : $N_{sd} < \min(0.25 N_{pl,Rd}, 0.5 A_w \sigma_y / \gamma_{m0})$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 42940.91 = 10735.23 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 = 7.964 \text{ cm}$$

$$N_{sd} = 170.26 \text{ daN} < \min(10735; 8507) = 8507 \text{ daN}$$

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

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{N_{y,Rd}} = M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N_{z,Rd}} = M_{pl,z,Rd}$$

Chapitre IV : études des contreventements

$$\left[\frac{My.sd}{Mply.Rd}\right]^{\alpha} + \left[\frac{Mz.sd}{Mplz.Rd}\right]^{\beta} \leq 1.0$$

$$\alpha=2; \beta=5n \geq 1; n = \frac{Nsd}{Mp.lrd} = \frac{5 \cdot 170.26}{10735.23} = 0.07$$

$$\beta = 5n = 5 \cdot 0.07 = 0.35$$

$$\left[\frac{311.58}{1886.41}\right]^2 + \left[\frac{20.86}{412.32}\right]^1 = 0.07 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

II.4.3-Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

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

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

a) Combinaison a l'ELU :

$$G-1.5V$$

$$Qz ;sd = G \cos \alpha - 1.5V$$

$$Qy ;sd = 1.35G \sin \alpha$$

$$Nsd = 1.5V$$

$$\text{Avec : } G = 29.34 \text{ daN}$$

$$V = 126.12 \text{ daN}$$

$$V' = 2272.90 \text{ daN}$$

Charge de flexion : (voir calcul des pannes)

$$Qz.sd = G \cos (15) - 1.5V = [33.14 \times \cos (15)] - (1,5 \times 126.12)$$

$$Qz.sd = -157.17 \text{ daN/ml}$$

$$Qy.sd = G \sin (15) = [33.14 \sin (15)] = 8.57 \text{ daN/ml}$$

Chapitre IV : études des contreventements

$$M_{y;sd} = Qz_{;sd} * l^2 / 8 = 157.17 * 36 / 8 = 707.27 \text{ daN}$$

$$M_{z;sd} = Qy_{;sd} * (l/2)^2 / 8 = 8.57 * 9 / 8 = 9.65 \text{ daN}$$

Charge de compression : (voir calcul des contreventements)

$$N_{sd} = 1.5 * V = 1.5 * 2272.9 = 3409.35 \text{ daN}$$

b) Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\psi_{\min} \cdot N_{pl, Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl, zrd}} \leq 1$$

Flexion déviée compose avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_z \cdot M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl, zrd}} \leq 1$$

Calcul de coefficient de réduction X_{\min}

$$X_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort yy' (dans le plan) :

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} \text{ avec : } \Phi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2) \text{ et } \lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A = 1 ; \text{classe 1})$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 600 / 6.58 = 91.19$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{91.19}{93.9} = 0.97$$

courbe de flambement a : $\alpha_y = 0.21$

$$\Phi_y = 0.5 (1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2) = 0.5 (1 + 0.21 (1.94 - 0.2) + 1.94^2) = 1.05$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.05 + (1.05^2 - 0.97)^{0.5}} = 0.69$$

Flambement par rapport à l'axe faible zz' (hors plan) :

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} \text{ avec : } \Phi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2) \text{ et } \lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A = 1 ; \text{classe 1})$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.84} = 163 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{163}{93.9} = 1.73$$

Chapitre IV : études des contreventements

Le tableau 5.5.3 de l'eurocode 3 ;partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flabement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flabement } z-z \rightarrow \text{courbe b } (\alpha_z = 0.34)$$

$$\Phi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2) = 0.5(1+0.34 (1.94- 0.2)+1.94^2) = 2.18$$

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{2.68 + (2.68^2 - 1.94^2)^{0.5}} = 0.29$$

$$X_{\min} = \min (\chi_y ; \chi_z) = 0.29$$

d)-Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\alpha_{lt}} (\sqrt{\beta})$$

section laminé $\alpha_{lt} = 0.21$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} = 0.55 \leq 1.0$$

$$\Phi_{lt} = 0.5 (1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2) + (\lambda_{lt})^2) = 0.5(1+0.21 (1.17- 0.2)+1.17^2)$$

$$\lambda_{lt} = \frac{l_z / i_z}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{l_z}{i_z} \right) \left(\frac{i_z}{h} \right) \right)^2 \right)^{0.25}} = \frac{\frac{300}{1.85}}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{300}{1.85} \right) \left(\frac{1.85}{16} \right) \right)^2 \right)^{0.25}} = 109.45 \quad (C1)^{0.5} \quad \times (1.132)^{0.5}$$

C1 = 1.132 (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\bar{\lambda}_{lt} = 109.45 / 93.9 = 1.16 > 0.4 \text{ il ya un risque de deversement}$$

e) calcul des coefficients k :

- B_{MY} :facteur de moment uniforme équivalent pour le flabement
- poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

Calcul de coefficients kLT :

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_z \beta_{lt} - 0.15 = 0.15 \times 1.74 \times 1.3 - 0.15 = 0.19 \leq 1.5$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{lt} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(0.23) \times 7332.96}{0.2208 \times 16.4 \times 2350} = \mathbf{0.97}$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.11 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{88.3 - 77.3}{77.3} = -1.412 < 0.9$$

Chapitre IV : études des contreventements

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{(-1.412) \times 7332.96}{0.5911 \times 16.4 \times 2350} = \mathbf{1.077} < 1.5$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.94 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{19.3 - 12.3}{12.3} = -1.87 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_z = 1 - \frac{(-2.15) \times 7332.96}{0.2208 \times 16.4 \times 2350} = \mathbf{1.28}$$

f)-Vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\psi_{min} \cdot N_{pl, Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl, zrd}} \leq 1.0$$

$$\frac{170.26}{0.29 \times 42940.9} + \frac{1.07 \times 311.58}{2646.95} + \frac{1.28 \times 20.86}{557.59} = 0.19 \leq 1$$

la condition est vérifiée.

g)-Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{pl, Rd}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{y, sd}}{X_{lt} \cdot M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3666.48}{0.29 \times 42940.9} + \frac{0.97 \times 311.58}{0.55 \times 2646.95} + \frac{1.28 \times 20.86}{557.59} = 0.55 \leq 1.0 \text{ c'est vérifiée.}$$

Conclusion :

Les pannes en **IPE160** sont vérifiées à la sécurité

.

IV.5-Calcul de la palliée de stabilité en long pan

Les palliées de stabilité doivent 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 le cas de la poutre au vent.

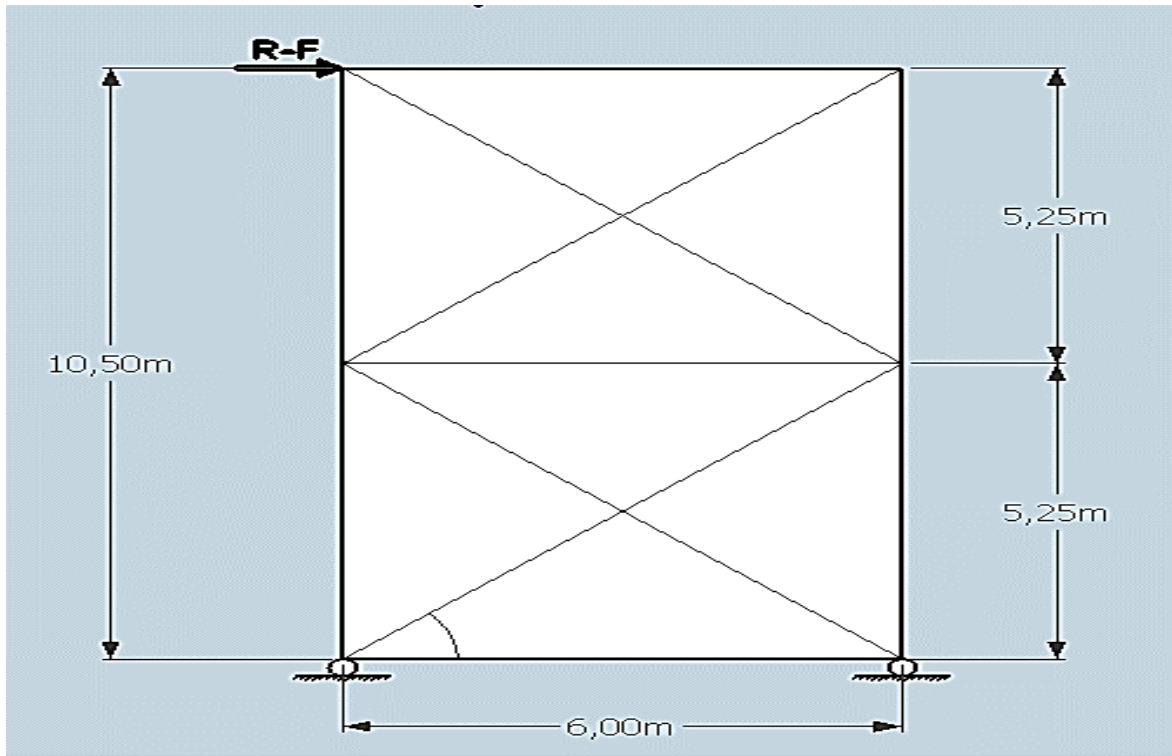


Figure 4: pallée de stabilité en long pan

II.5.1-Par la méthode des coupures

Effort de traction dans la diagonale tendue

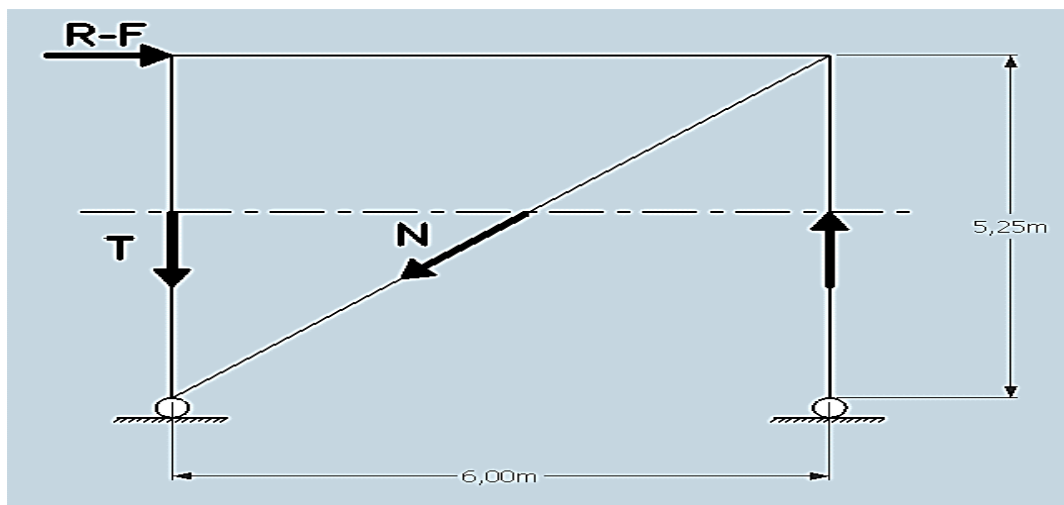


Figure 5: effort de traction dans la diagonale tendue

Chapitre IV : études des contreventements

$$N \cos \beta = R - F$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{5.25}{6} = 0.87 ; \quad \beta = 41.18^\circ$$

$$N = \frac{R - F}{\cos \beta} = \frac{4545.05 - 1063.13}{\cos 41.18} = 4639.54 \text{ daN}$$

Section de la diagonale

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 4639.54 = 6959.31 \text{ daN}$$

$$A > \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{6959.31 \cdot 1.1}{2350} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 50x50x6 avec un boulon de 12mm et trous de 13 mm.

Soit **L50x50x4** ($A = 4.80 \text{ cm}^2$)

Section nette : $4.80 - 0.5 \cdot 1.3 = 4.15 \text{ cm}^2$

Vérification a la résistance ultime de la section

Cas de cornière assemblées pas une seule aile :

Attache de 3 boulons et plus

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 \cdot d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

$d_0 = 13 \text{ mm}$: diamètre des trous ; donc $\beta = \beta_3 = 0.7$ (tableau 1)

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \cdot 4.15 \cdot 3600}{1.25} = 8366.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 6959.31 < N_{u,rd} = 8366.4 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

conclusion :

Une cornière isolée de **L 50x50x5** avec boulons de 12 Cm et trous de 13 Cm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

IV.6-Calcul de la poutre au vent en pignon

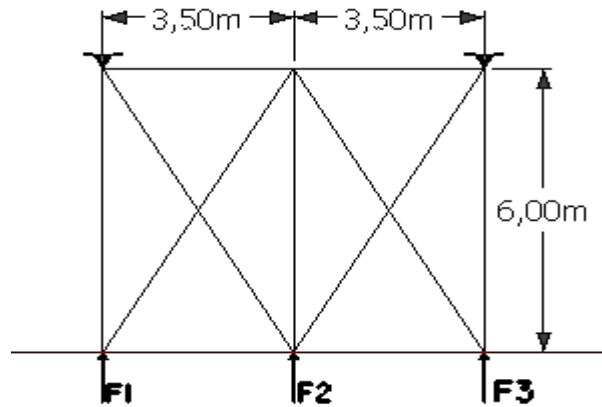


Figure 6:Disposition des contreventements de toiture

$$F1 = \left(Ph * \frac{H1 * B}{2 * 4} \right) + \frac{Fe}{4}$$

$$F2 = \left(Ph * \frac{H2 * B}{2 * 2} \right) + \frac{Fe}{2}$$

$$F3 = \left(Ph * \frac{H3 * B}{2 * 4} \right) + \frac{Fe}{2}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de C_e est donnée ci-dessous :

$$\sum Cr = C_e D + C_e E = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

$$q_h = q_{ref} * C_{ex} = 37.5 * 1.43 = 53,625 \text{ daN/m}^2$$

$$C_d = 1$$

$$P_h = C_d * q_h * \sum Cr = 1 * 53,625 * 1.1$$

$$V = P_h = 58,98 \text{ daN/m}^2$$

La force d'entraînement F_e est la force de frottement dans la toiture donnée par :

$$F_e = F_{fr} = \sum (q_h * C_{fr} * S_{fr}) = 61,48 \text{ daN}$$

II.6.1-Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets

$$F1 = \left(58,98 * \frac{3,7}{2 * 4} \right) + \frac{61,48}{4} = 170,19 \text{ daN}$$

$$F2 = \left(58,98 * \frac{3,935 * 7}{2 * 2} \right) + \frac{61,48}{2} = 436,89 \text{ daN}$$

$$F3 = \left(58,98 * \frac{4,87 * 7}{2 * 4} \right) + \frac{61,48}{4} = 266,69 \text{ daN}$$

Chapitre IV : études des contreventements

Réactions

$$R_A = R_B = ((F_1 + F_2 + F_3)/2) = 436,88 \text{ daN}$$

II.6.2-Efforts de traction dans les diagonales (Fd)

$$F_d \times \cos \varphi + F_1 = R \text{ avec } R = 436,88 \text{ daN } F_1 = 170,19$$
$$\text{Arctg } \varphi = \frac{6}{3,5} = 59,74^\circ \text{ où } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \varphi} = \frac{436,88 - 170,19}{\cos 59,74} = 529,22 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 529,22 = 799,83 \text{ daN} = 7,99 \text{ KN}$$

Section de la diagonale

Calcul de la section brute A :

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

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = A > \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = 7,99 \cdot 1,1 / 23,5 = 0,374 \text{ cm}^2$$

On constate que la section est trop petite vu que l'effort de traction N_{sd} est faible

Est pour des raisons pratique on opte pour une cornière de L50x50x5 avec un boulon de 12mm et trous de 13 mm.

Soit **L50x50x5** ($A = 4,80 \text{ cm}^2$)

Section nette : $4,80 - 0,5 \cdot 1,3 = 4,15 \text{ cm}^2$

II.6.3-Vérification à la résistance de la section :

Cas de cornière assemblées pas une seule aile :

Attache de 3 boulons et plus

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5 \cdot d_0 = 5 \cdot 13 = 65 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre des trous} ; \text{donc } \beta = \beta_3 = 0,7 \text{ (tableau 1)}$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = 0,7 \cdot 4,15 \cdot 3600 / 1,25 = 8366,4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 799,83 \ll N_{u,rd} = 8366,4 \text{ daN} \dots \text{ok}$$

conclusion :

Une cornière isolée de **L 50x50x5** avec boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient largement pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

Chapitre IV : études des contreventements

IV.7-Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité

Dans notre structure les pannes de la toiture et de l'appentis sont de même section en IPE 160 d'où la vérification à l'instabilité n'est pas nécessaire car l'effort normale qui agit sur la panne de l'appentis est de l'ordre 799,83 daNest très faible par rapport a celui qui agit sur la panne du hangar égaleà10364.52 daN

II.7.1-Calcul de la palliée de stabilité en long pan

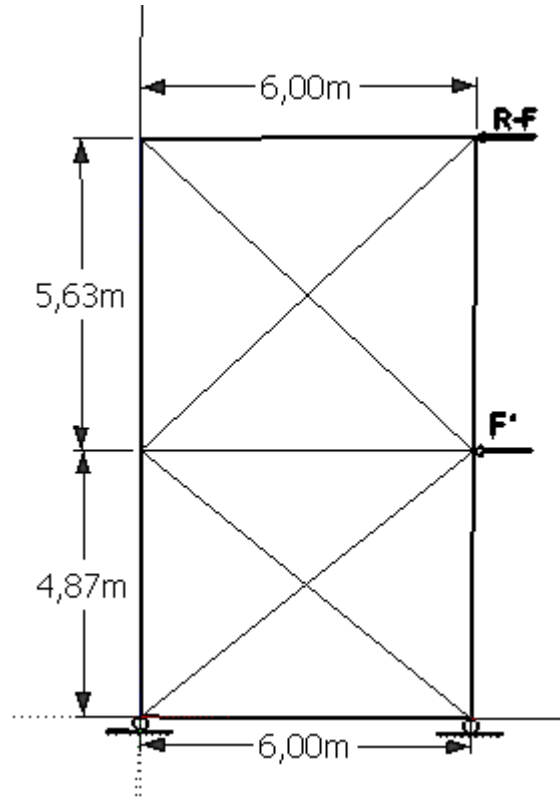


Figure 7: palliée de stabilité en long pan

$$N \cos \beta_1 = R - F$$

$$\operatorname{tg} \beta_1 = \frac{5.63}{6} = 0.87 ; \quad \beta_1 = 43,17^\circ$$

$$N_1 = \frac{R - F}{\cos \beta_2} = \frac{4545.05 - 1063.13}{\cos 43,17} = 4774,155 \text{ daN}$$

$$N_2 \cos \beta_2 = R - F - F'$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{4,87}{6} = 0,81 ; \quad \beta = 39.06^\circ$$

$$N_1 = \frac{R - F - F'}{\cos \beta_2} = \frac{4545.05 - 1063.13 + 266,69}{\cos 39,09} = 4830.05 \text{ daN}$$

Chapitre IV : études des contreventements

1) Section de la diagonale

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 4830,05 = 7245,05 \text{ daN}$$

$$A > \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{7245,05 \cdot 1.1}{2350} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 50x50x6 avec un boulon de 12mm et trous de 13 mm.

Soit **L50x50x4** ($A = 4.80 \text{ cm}^2$)

Section nette : $4.80 - 0.5 \cdot 1.3 = 4.15 \text{ cm}^2$

Vérification a la résistance ultime de la section :

Cas de cornière assemblées pas une seule aile :

Attache de 3 boulons et plus

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 \cdot d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

$d_0 = 13 \text{ mm}$: diamètre des tous ; donc $\beta = \beta_3 = 0.7$ (tableau 1)

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \cdot 4.15 \cdot 3600}{1.25} = 8366.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 7245,05 < N_{u,rd} = 8366.4 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Conclusion:

Une cornière isolée de **L 50x50x5** avec boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

IV.8-Calcul de la palliée de stabilité en long pan pour appentis

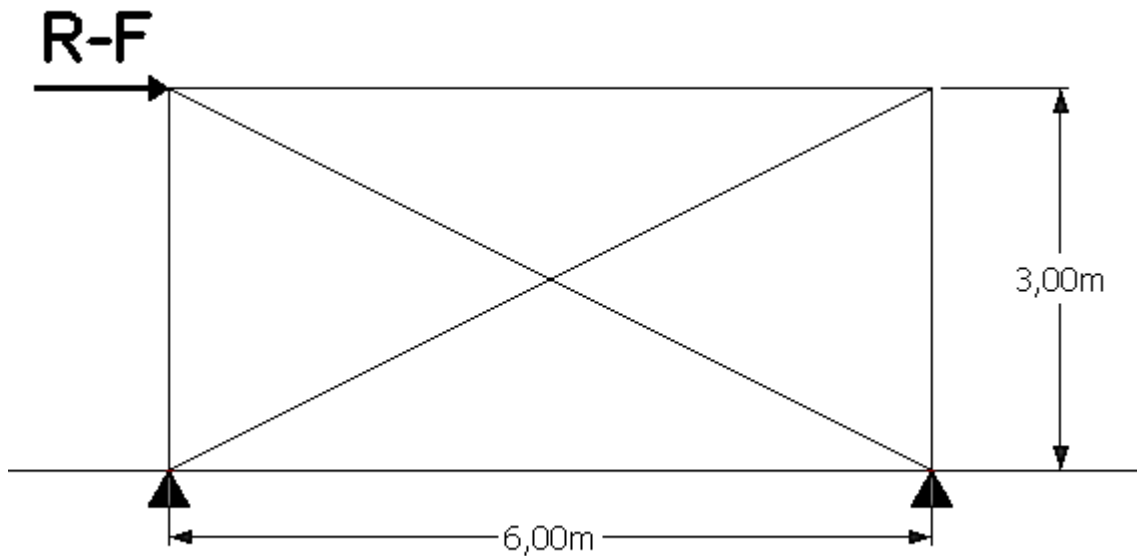


Figure 8:palliée de stabilité en long pan

IV.9-Par la méthode des coupures

Effort de traction dans la diagonale tendue

$$N \cos \beta = R - F$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{3}{6} = 0,5 ; \quad \beta = 26,56$$

$$N = \frac{R - F}{\cos \beta} = \frac{436,88 - 170,19}{\cos 26,56} = 298,1 \text{ daN}$$

1) Section de la diagonale

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 298,1 = 447,15 \text{ daN}$$

$$A > \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{447,15 \cdot 1.1}{2350} = 0,209 \text{ cm}^2$$

On constate que la section est trop petite vu que l'effort de traction N_{sd} est faible

Chapitre IV : études des contreventements

Est pour des raisons pratique on opte pour une cornière de L50x50x5 avec un boulon de 12mm et trous de 13 mm

Soit **L50x50x5** ($A = 4.80 \text{ cm}^2$)

Section nette : $4.80 - 0.5 \times 1.3 = 4.15 \text{ cm}^2$

Vérification a la résistance ultime de la section :

Cas de cornière assemblées pas une seule aile :

Attache de 3 boulons et plus

$P_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 \cdot d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$

$d_0 = 13 \text{ mm}$: diamètre des tous ; donc $\beta = \beta_3 = 0.7$ (tableau 1)

$$N_{u ; rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{\text{nette}} \cdot f_u}{\gamma_m} = \frac{0.7 \cdot 4.15 \cdot 3600}{1.25} = 8366.4 \text{ daN}$$

$N ; s_d = 298,1 \ll \ll \ll \ll N_{u ; rd} = 8366.4 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ok}$

Conclusion:

Une cornière isolée de **L 50x50x5** avec boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

IV.10-Calcul de la palliée de stabilité en long pan pour appentis

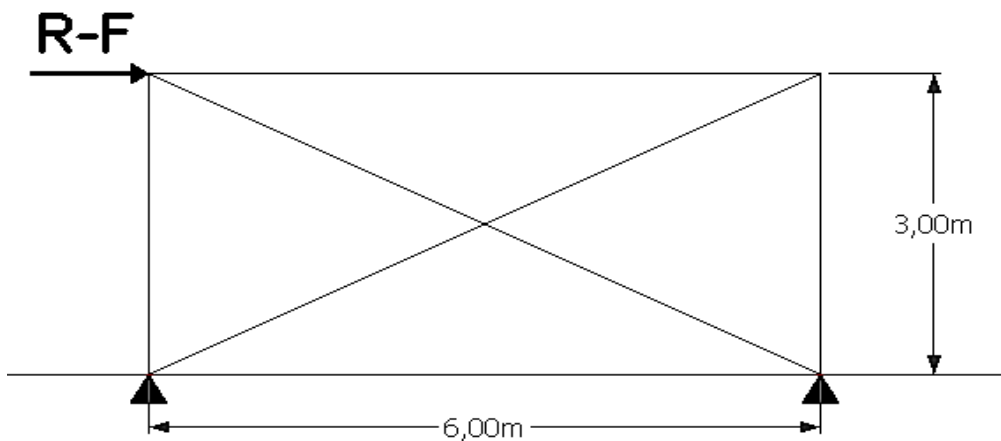


Figure 9: palliée de stabilité en long pan

Chapitre IV : études des contreventements

II.10.1-Par la méthode des coupures

Effort de traction dans la diagonale tendue

$$N \cos \beta = R - F$$
$$\operatorname{tg} \beta = \frac{3}{6} = 0,5 ; \quad \beta = 26,56$$

$$N = \frac{R - F}{\cos \beta} = \frac{436,88 - 170,19}{\cos 26,56} = 298,1 \text{ daN}$$

1) Section de la diagonale

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 298,1 = 447,15 \text{ daN}$$

$$A > \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{447,15 \cdot 1.1}{2350} = 0,209 \text{ cm}^2$$

On constate que la section est trop petite vu que l'effort de traction N_{sd} est faible

Est pour des raisons pratique on opte pour une cornière de L50x50x5 avec un boulon de 12mm et trous de 13 mm.

Soit **L50x50x5** ($A = 4.80 \text{ cm}^2$)

Section nette : $4.80 - 0.5 \cdot 1.3 = 4.15 \text{ cm}^2$

2) Vérification a la résistance ultime de la section :

Cas de cornière assemblées pas une seule aile :

Attache de 3 boulons et plus

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 \cdot d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre des tous} ; \text{ donc } \beta = \beta_3 = 0.7 \text{ (tableau 1)}$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \cdot 4.15 \cdot 3600}{1.25} = 8366.4 \text{ daN}$$

$$N_{;sd} = 298,1 \ll \ll \ll \ll N_{u,rd} = 8366.4 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Chapitre IV : études des contreventements

IV.11-Conclusion :

Une cornière isolée de **L 50x50x5** avec boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

ETUDE DES PORTIQUES



V.1 Introduction

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est l'assurée par les palées de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique autostable) qui reprendra tous les efforts transversaux et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, et climatiques) qui lui seraient appliquées. La structure est calculée sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles elle pourrait être soumise durant toute sa période d'exploitation. Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres) elles servent également au calcul des assemblages.

V.2 Partie 1 (dimensionnement manuelle)

V.3 Dimensionnement des traverses

V.3.1 Généralité

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture à deux versants ; elles sont constituées généralement en profils IPE ou HEA. Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges :

Evaluation des charges et surcharge

Charge permanentes G

Poids propre de la panne IPE 160.....G1= 15.8 daN/m

Poids des accessoiresG2=5 daN/m²

CouvertureG4=12 daN/m²

$$G = 196.8 \text{ daN/ml.}$$

P (charges d'entretien) : 44.44 daN/ml

Charges climatiques : V=916 daN/ml

$$N=107 \text{ daN}$$

V.3.2 Combinaison de charge les plus défavorable

$$G + P = 241.24 \text{ daN/m}$$

$$G + N + V = -419.2 \text{ daN/m}$$

$$QZ = -612.2 \text{ daN/m}$$

V.3.3 Condition de la flèche

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Chapitre V : Etudes des portiques

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot f_{adm}} = \frac{5 \times 200}{384} \frac{Q_w \cdot l^3}{E} = \frac{1000 \times 6.122 \times 725^3}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 28930.55 \text{ cm}^4$$

On prend un profile IPE 450 $\Rightarrow I_y = 33740 \text{ cm}^2$

Vérification de la traverse au cisaillement

Condition de vérification

$$V_{zsd} = F_{zsd} \cdot (l/2) = 2142.7 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} < V_{pl ; rd}$$

$$V_{pl rd} = A_{vz} (F_y / \sqrt{3})$$

$$A_{vz} = 50.85 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = 6899.2 \text{ kN}$$

$$V_z < V_{pl rd} \dots \dots \dots \text{OK}$$

V.3.4 L'incidence de l'effort normal

$$N_{plrd} = A \times F_y / \gamma_{m1} = 50.85 \times 23.5 / 1.1 = 1086.34 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \cdot 0.25 < N_{plrd} \cdot 0.5$$

$$153.05 \text{ kN} < 543.17 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

V.3.5 Vérification de la stabilité au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} < 1.0$$

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif car elle est immobilisée latéralement bloquée par les pannes.

V.4 Dimensionnement des poteaux

V.4.1 Généralité

Les poteaux sont des éléments porteurs destinés à transmettre les charges verticales et horizontales appliquées sur la construction au sol. Les poteaux travaillent principalement à la compression et à la flexion, ils sont souvent des profilés en H ou en I.

V.4.2 Evaluation des charges et surcharge

Charge permanentes G :

$$\text{Poids propre de la panne IPE 160} \dots \dots G_1 = 15.8 \text{ daN/m}$$

$$\text{Poids des accessoires} \dots \dots \dots G_2 = 5 \text{ daN}$$

$$\text{Couverture} \dots \dots \dots G_3 = 12.9 \text{ daN}$$

$$\text{Traverses IPE 330} \dots \dots \dots G_4 = 77.6 \text{ daN}$$

$$G = 667.8 \text{ daN/ml.}$$

Chapitre V : Etudes des portiques

P (charges d'entretien) : 44.44 daN/ml

Charges climatiques : V=115.55 daN/ml

N=107 daN

V.4.3 Combinaison de charge les plus défavorable

G + P = 712.24 daN/m

1.35*(G + N+V) = 1201.98 daN/m

QZ = 1201.98 daN/m

V.4.4 Pré dimensionnement des poteaux

$M_y = V * (l^2/8) = 115.55 * 36/8 = 519.98 \text{ daN.m}$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ply} > \frac{M_y * \gamma_{M0}}{f_y} = 519.98 * 1.1 / 235 = 2433.92 \text{ cm}^3$$

Donc on opte pour HEB360 $W_{ply} = 2683 \text{ cm}^3$

V.4.5 Vérification de l'effort tranchant

$W_{ply} = 2683 \text{ cm}^3$

$V_{plrd} = A_v (F_y / \sqrt{3}) = 60.60 * (23.5 / 1.733) = 822.21 \text{ kN}$

$V_{sd} = F_{zsd} * (l/2) = 606.64 \text{ daN}$

$V_{zsd} \ll V_{plrd}$; rdOK

V.4.6 Effort de compression

$N_{sd} = Q * d = 1201.98 * 6 = 7211.88 \text{ daN}$

$N_{plrd} = A f_y / 1.1 = 5335.9 \text{ kN}$

$N_{sd} < N_{c;rd}$

$N_{c;rd}$: la résistance de calcul à la compression de section transversale.

$N_{c;rd} = A * F_y / 1.1$

$N_{sd} = 7211.88 \text{ daN}$

$N_{c;rd} = 180.6 * 2350 / 1.1 = 385827.28 \text{ daN}$

Chapitre V : Etudes des portiques

$N_{sd} < N_{c;rd}$OK

V.4.7 Vérification des poteaux (HEB360) au Flambement

Il faut vérifier que

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$M_{zsd}=0$ (pas de moment au tour de l'axe Z-Z)

$N_{sd}=7211.88$ daN

$M_{y;sd}=519.98$ daN.m

a) Calcul de l'élanement $\bar{\lambda}_y$; $\bar{\lambda}_z$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w})$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élanement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1050}{15.46} = 67.91$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{7.49} = 20.02$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{67.91}{93,9} = 0.723$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{20.02}{93,9} = 0.213$$

Il ya risque de flambement.

Le choix de la courbe de flambement : $h/b=36/30=1.2$ $t_f=22.5$ mm < 100 mm

Chapitre V : Etudes des portiques

Axe de flambement	Courbe	Facteur d'imperfection
Y-Y	b	0.34
Z-Z	c	0.49

Tableau 1: Caractéristique de la courbe de flambement.

Donc

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,34(0,723 - 0,2) + 0,723^2] = 0,850$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,49(0,213 - 0,2) + 0,213^2] = 0,510$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,850 + [0,850^2 - 0,723^2]^{0,5}} = 0,77$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,510 + [0,510^2 - 0,213^2]^{0,5}} = 1,02$$

$$\chi_{lt} = 0,77$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot Af_y} \leq 1,5$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot Af_y} \leq 1,5$$

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

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

Ou : $\beta_{My} = 1,8$ Moment du à des charges transversales plus un moment d'extrémité

$$\mu_y = \overline{0,723} (2 * 1,8 - 4) + \frac{2683 - 2400}{2400} = -0,57$$

Chapitre V : Etudes des portiques

$$\mu_z = 0.213 * (2 * 1.8 - 4) + \frac{1032 - 676.1}{676.1} = 0.44$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.57 * 7211.88}{0.77 * 180.6 * 235}$$

$$K_y = 1.02$$

$$\frac{722}{0.77 * 5335.9} + \frac{1.02 * 519.98}{57318.6} = 0.18 \leq 1$$

Pas de risque au flambement pour le poteau(HEB360)

V.5Partie II (calcul et vérification avec logiciel)

V.6Introduction

Pour faire l'étude d'un système il y a plusieurs méthodes manuelles classiques, mais vu la disposition d'un logiciel " ROBOT " notre tâche consiste à introduire les données suivantes :

- 1- Les données pour définir la géométrie de la structure.
- 2- Les informations concernant les propriétés des matériaux.
- 3- Les sollicitations au qu'elle la structure est soumise.

Nous avons choisi le calcul par ordinateur ; pour la rapidité, et l'exactitude des résultats.

Le calcul est effectué par le logiciel **Robot structural analysis 2014**

matériau	E[kPa]	G[kPa]	Nu	Lx	Ro[kN/m ³]	Ro[KPa]
Acier E24	210000000	80800000	0.3	0	77.01	235000

V.7 Vérification des éléments avec le logiciel ROBOT

V.7.1 Portique n° 1

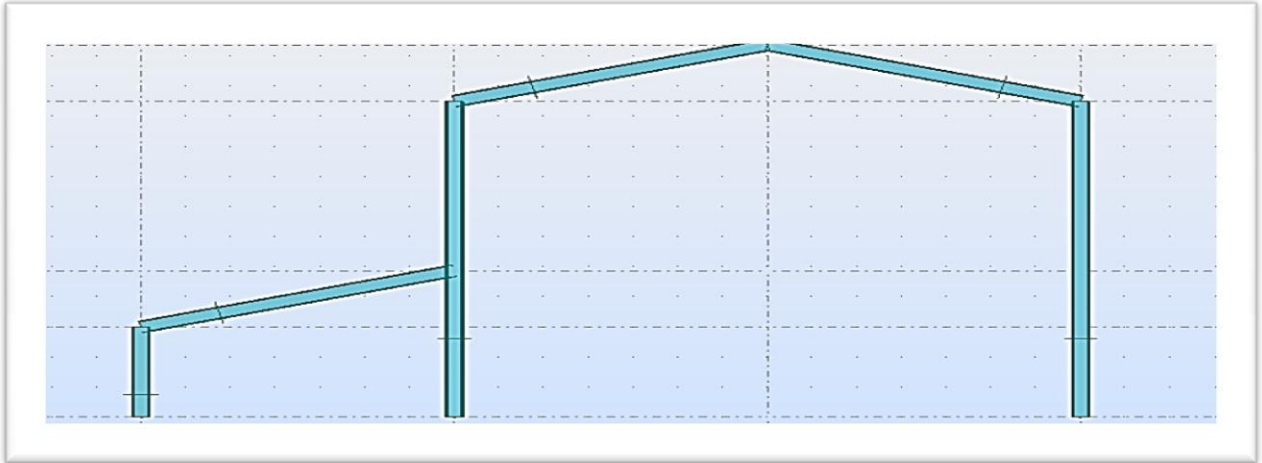


Figure 1: vue de face de portique

V.7.2 Données géométriques des nœuds

• Position des nœuds sur le portique(1)

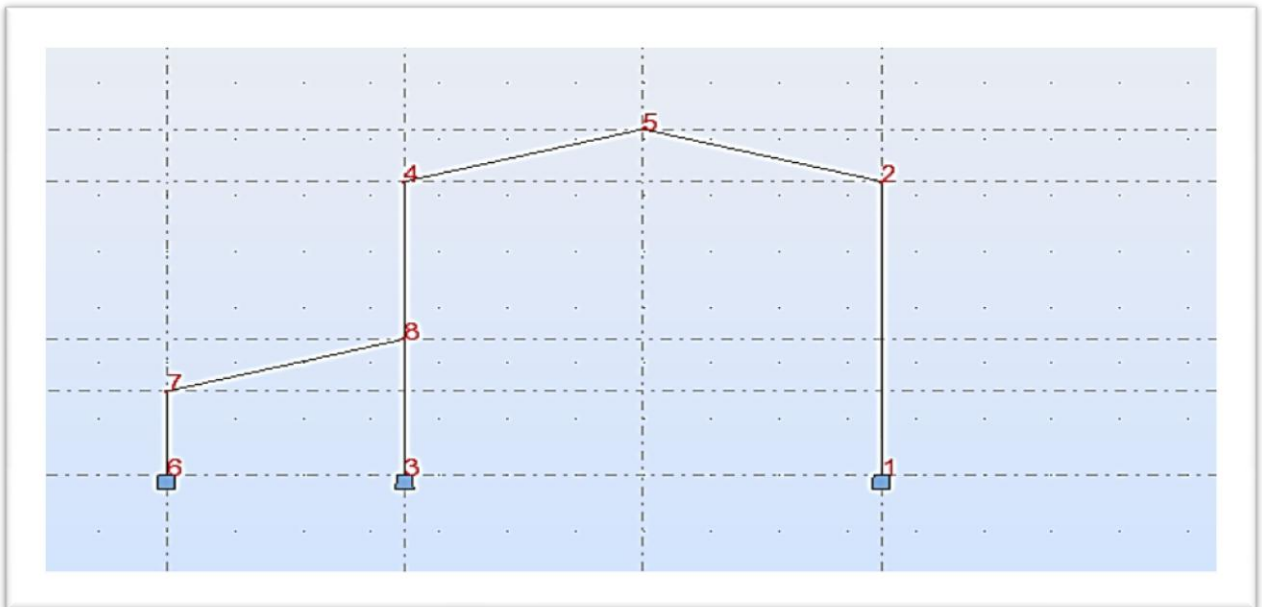


Figure 2 : Position des nœuds et les barres

Chapitre V : Etudes des portiques

Nœud	X (m)	Z (m)	Types d'appuis
1	21	0	Encastrement
2	21	10.5	
3	7	0	Encastrement
4	7	10.5	
5	14	12.37	
6	0	0	Encastrement
7	0	3	
8	7	4.87	

Tableau 2 : données géométriques des barres

V.7.3 Données géométriques des barres

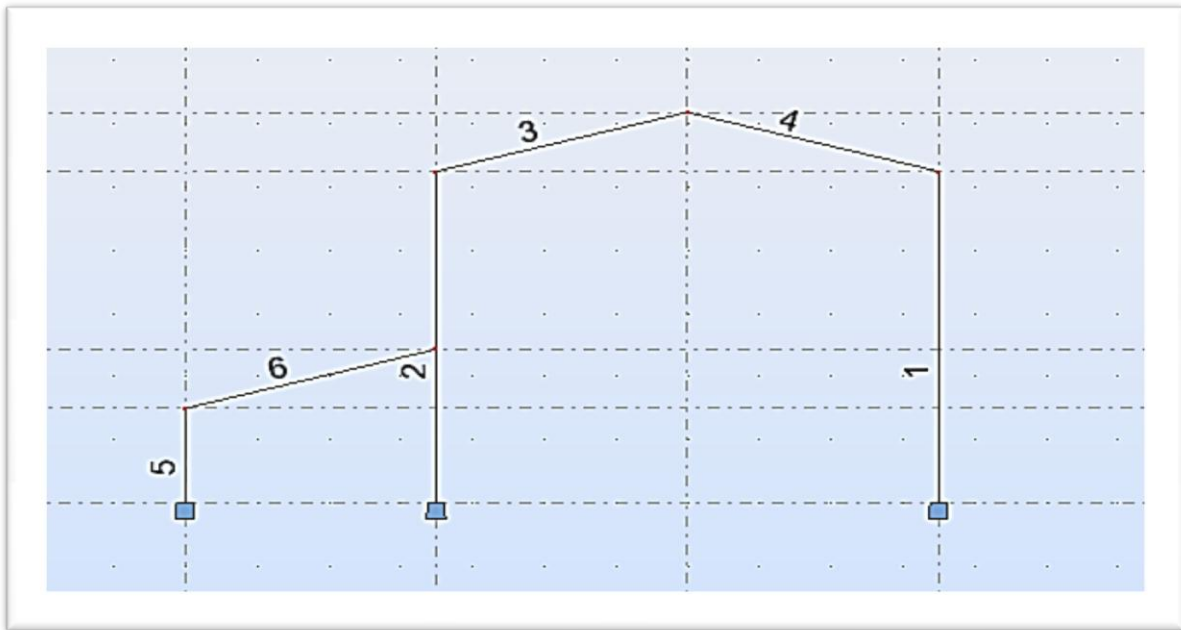


Figure 3: numérotation des barres

Barre	Nœud 1	Nœud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Type de barre	Élément de construction
1	1	2	HEB360	E24	10.5	poteau	barre
2	3	4	HEB360	E24	10.5	poteau	barre
3	4	5	IPE450	E24	7.25	traverse	barre
4	5	2	IPE450	E24	7.25	traverse	barre
5	6	7	HEB360	E24	3	poteau	barre
6	7	8	IPE450	E24	7.25	traverse	barre

Tableau 3: Caractéristique des barres

Chapitre V : Etudes des portiques

Charges permanentes	G P :
Charges climatiques : Vent neige	V : N :

Tableau 4: Les charges

V.7.4 Bilan des charges

a) Charges permanentes :

Toiture, Bardage, les pannes, les lisses de bardages

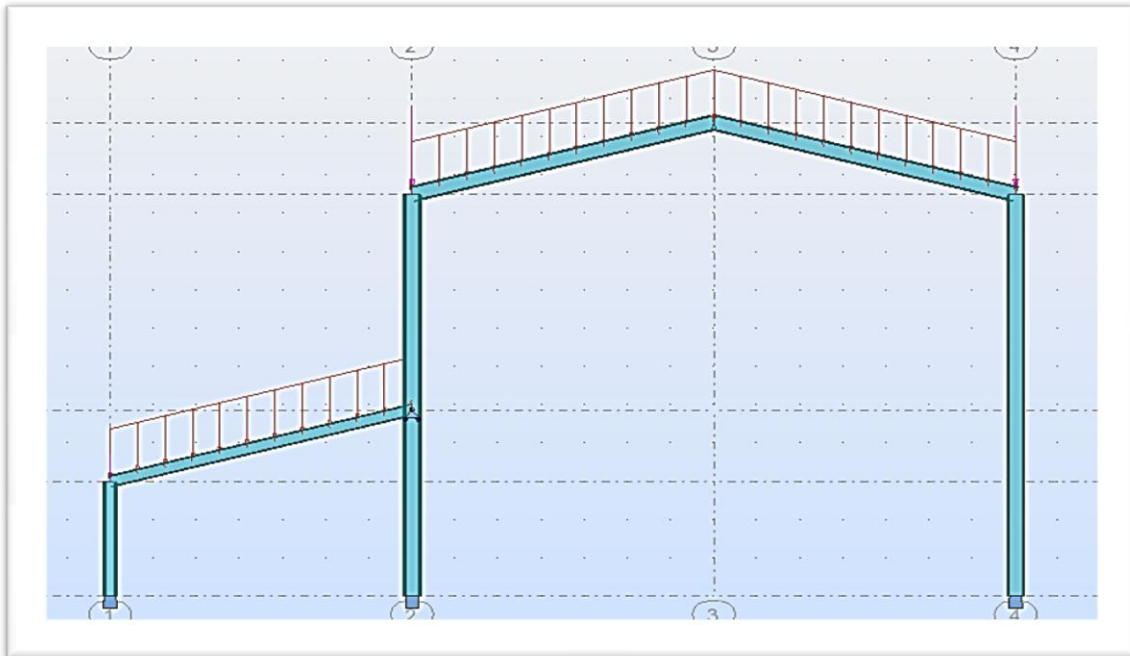


Figure 4: charges permanentes

b) Charges climatiques

- ✓ Vent perpendiculaire pignon

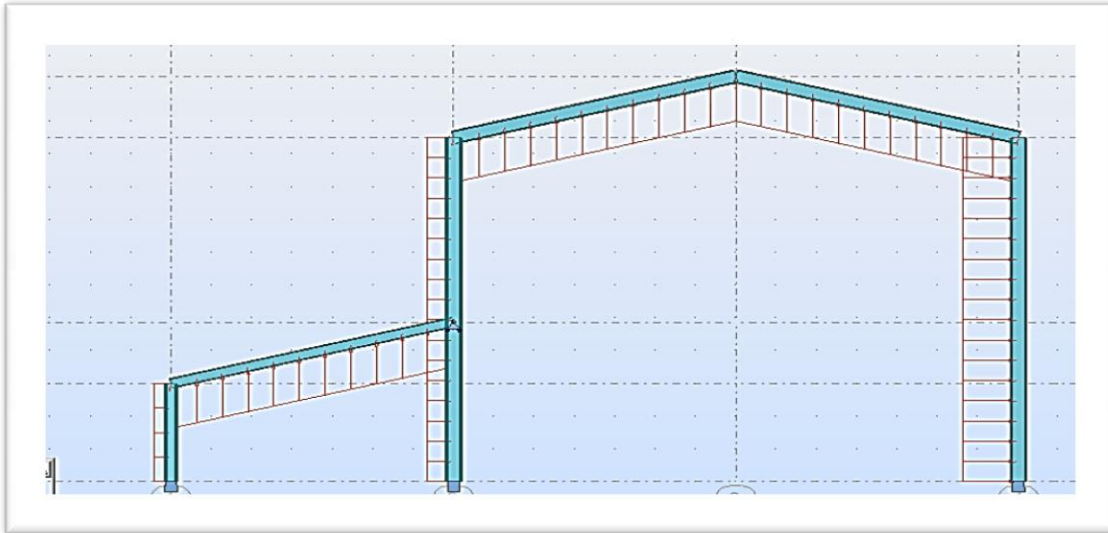


Figure 5:charges de vents

✓ **Charge de neige**

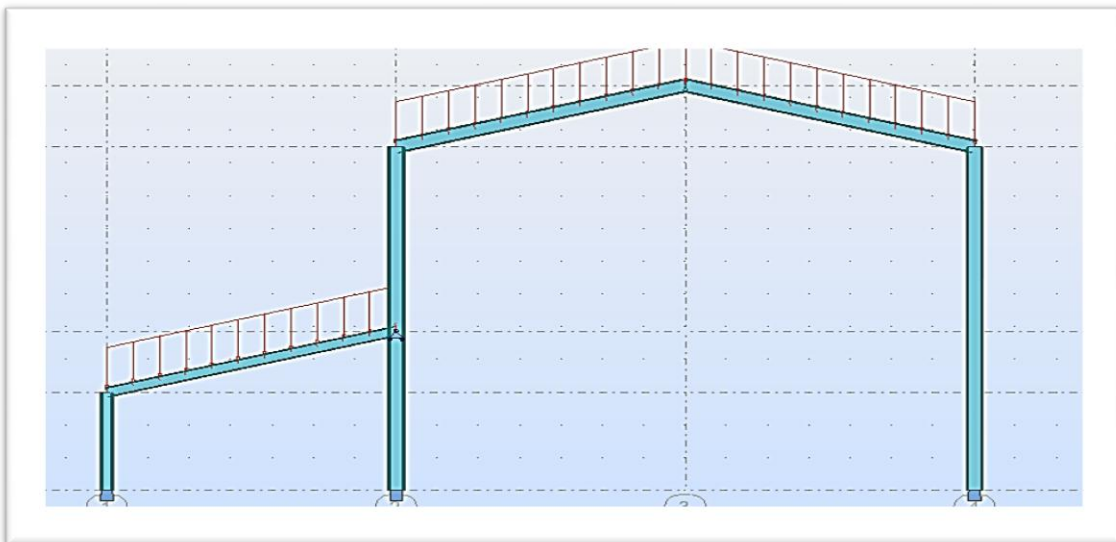


Figure 6:charges de neige

Chapitre V : Etudes des portiques

V.7.5 Combinaisons d'action

5 (C)	COMB1	Combinaison linéaire ELU	$2*1.35+3*1.50$
6 (C)	COMB2	Combinaison linéaire ELU	$(2+3+4)*1.35$
7 (C)	COMB3	Combinaison linéaire ELU	$2*1.00+3*1.50$
8 (C)	COMB4	Combinaison linéaire ELS	$(2+3+4)*1.00$
9 (C)	COMB5	Combinaison linéaire ELS	$2*1.00+(3+4)*0.90$

Tableau 5: Les combinaisons

COMB1	$1.35P+1.5N$
COMB2	$1.35P+1.35V+1.35N$
COMB3	$P+1.5V$
COMB4	$P+N+V$
COMB5	$P+0.9V+0.9N$

V.8 Dimensionnement et vérification

V.8.1 Les traverse

Hangar

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 2 TRAVERSE							
5 t5	IPE 400	ACIER E24	43.79	183.43	1.12	7 COMB3	
	IPE 450		39.21	175.94	0.86		
	IPE 500		35.47	168.28	0.66		
5 t5	IPEA 400	ACIER E24	43.49	181.05	1.30	7 COMB3	
	IPEA 450		38.85	172.89	0.99		
	IPEA 500		35.16	165.43	0.75		

On a le choix entre un IPEA450 et un IPE450 on opte pour un IPE450

Note de calcul robot pour les traverses IPE450

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 5 t5
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 COMB3 $2*1.00+3*1.50$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=45.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.0$ cm	$A_y=63.21$ cm ²	$A_z=50.84$ cm ²	$A_x=98.82$ cm ²
$tw=0.9$ cm	$I_y=33742.90$ cm ⁴	$I_z=1675.86$ cm ⁴	$I_x=67.18$ cm ⁴
$tf=1.5$ cm	$W_{ply}=1701.79$ cm ³	$W_{plz}=276.38$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -107.67$ kN $M_{y,Ed} = 278.75$ kN*m

Chapitre V : Etudes des portiques

Nt,Rd = 2322.27 kN

My,pl,Rd = 399.92 kN*m

My,c,Rd = 399.92 kN*m

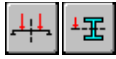
MN,y,Rd = 399.92 kN*m

Mb,Rd = 326.74 kN*m

Vz,Ed = -101.31 kN

Vz,c,Rd = 689.84 kN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00

Mcr = 765.97 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.78

Lcr,upp=7.25 m

Lam_LT = 0.72

fi,LT = 0.85

XLT,mod = 0.82

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nt,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.3.(1))

My,Ed/My,c,Rd = 0.70 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.15 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed/Mb,Rd = 0.85 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.6 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

uz = 0.3 cm < uz max = L/200.00 = 3.6 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/200.00 = 3.6 cm

Vérifié

Cas de charge décisif:

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/200.00 = 3.6 cm

Vérifié

Cas de charge décisif:



Déplacements

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 4.8 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 4.8 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

Profil correct !!!

Appentis

Famille : 3 TRAVERSE2							
4 t4		IPE 360	ACIER E24	48.45	191.29	1.21	7 COMB3
		IPE 400		43.79	183.43	0.94	
		IPE 450		39.21	175.94	0.71	
4 t4		IPEO 330	ACIER E24	52.35	199.23	1.26	7 COMB3
		IPEO 360		48.15	187.88	0.97	
		IPEO 400		43.49	179.85	0.76	

On a le choix entre un IPE400 et un IPEO380 on opte pour un IPE400

Chapitre V : Etudes des portiques

Note de calcul robot pour les traverses (IPE400)

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 4 t4
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 COMB3 2*1.00+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=55.99 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=51.33 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.15 cm ³	Wplz=229.00 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -169.08 kN	My,Ed = 205.64 kN*m	
Nt,Rd = 1984.81 kN	My,pl,Rd = 307.18 kN*m	
	My,c,Rd = 307.18 kN*m	Vz,Ed = -106.71 kN
	MN,y,Rd = 307.18 kN*m	Vz,c,Rd = 579.22 kN
	Mb,Rd = 210.55 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 345.32 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.65
Lcr,upp=7.25 m	Lam_LT = 0.94	fi,LT = 1.06	XLT,mod = 0.69

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nt,Rd = 0.09 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$My,Ed/My,c,Rd = 0.67 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.18 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed/Mb,Rd = 0.98 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.6 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.6 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 3.6 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif:

$u_{\text{inst},z} = 0.7 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 3.6 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif:

Chapitre V : Etudes des portiques



Déplacements

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 4.8 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 4.8 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

Profil correct !!!

V.8.2 Les Poteaux

Hangar

Famille : 1 POTEAU							
2 P2		HEB 240	ACIER E24	50.94	24.66	1.15	7 COMB3
		HEB 260		46.78	22.78	0.95	
		HEB 280		43.35	21.17	0.79	
2 P2		HEA 280	ACIER E24	44.28	21.44	1.09	7 COMB3
		HEA 300		41.21	20.03	0.88	
		HEA 320		38.67	20.01	0.75	

On a le choix entre un HEB280 et un HEA320 on opte pour un HEB280

Note de calcul robot pour les poteaux (HEB280)

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 P2

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

10.50 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 COMB3 2*1.00+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 280

h=28.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=110.78 cm ²	Az=41.09 cm ²	Ax=131.36 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=19270.30 cm ⁴	Iz=6594.52 cm ⁴	Ix=144.25 cm ⁴
tf=1.8 cm	Wply=1534.43 cm ³	Wplz=717.57 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -107.92 kN	My,Ed = 285.82 kN*m	
Nt,Rd = 3086.96 kN	My,pl,Rd = 360.59 kN*m	
	My,c,Rd = 360.59 kN*m	Vz,Ed = 76.60 kN
	MN,y,Rd = 360.59 kN*m	Vz,c,Rd = 557.50 kN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

Chapitre V : Etudes des portiques

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_y,Ed/M_{y,c,Rd} = 0.79 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_z,Ed/V_{z,c,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif:

$$u_{inst,z} = 1.7 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 1*3 + 1*4



Déplacements

$$v_x = 3.6 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 7.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 7.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

Profil correct !!!

Appentis

Famille : 4 pot122							
3 P3		HEB 220	ACIER E24	15.91	26.84	1.16	7 COMB3
		HEB 240		14.55	24.66	0.91	
		HEB 260		13.37	22.78	0.75	
3 P3		HEA 260	ACIER E24	13.67	23.08	1.05	7 COMB3
		HEA 280		12.65	21.44	0.86	
		HEA 300		11.77	20.03	0.69	

On a le choix entre un HEB240 et un HEA280 on opte pour un HEB240

Note de calcul robot pour les poteaux (HEB240)

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 3 P3

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 COMB3 2*1.00+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

Chapitre V : Etudes des portiques



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=89.59 cm ²	Az=33.23 cm ²	Ax=105.99 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=11259.30 cm ⁴	Iz=3922.66 cm ⁴	Ix=103.07 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1053.15 cm ³	Wplz=498.42 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -141.14 kN	My,Ed = -225.90 kN*m	
Nt,Rd = 2490.77 kN	My,pl,Rd = 247.49 kN*m	Vz,Ed = 151.88 kN
	My,c,Rd = 247.49 kN*m	Vz,c,Rd = 450.86 kN
	MN,y,Rd = 247.49 kN*m	Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nt,Rd = 0.06 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$My,Ed/My,c,Rd = 0.91 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.34 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Profil correct !!!

V.9 Portique n°2

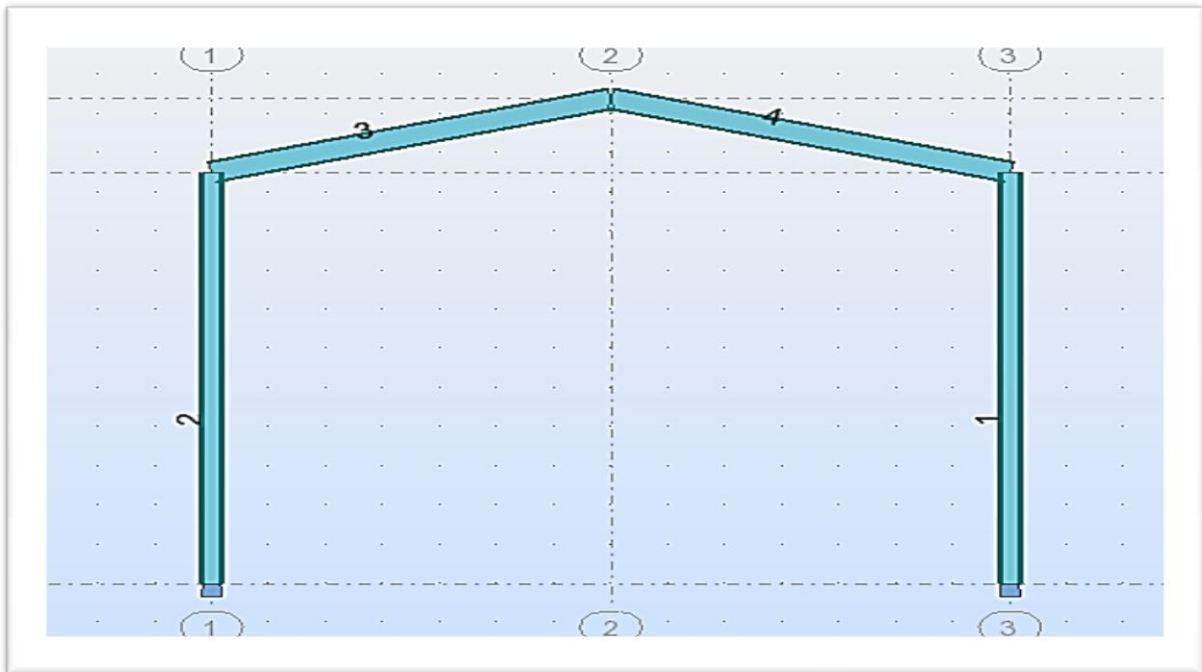


Figure 7: Vue de face de portique simple

Chapitre V : Etudes des portiques

Nœud	X (m)	Z (m)	Types d'appuis
1	14	0	Encastrement
2	14	10.5	
3	7	0	Encastrement
4	7	10.5	
5	0	12.37	

Tableau 6:Caractéristique des barres

Charges permanentes	G
Charges climatiques : Vent neige	V N

V.10 Dimensionnement et vérification

V.10.1 Les traverses

Famille : 2 TRA							
3 t3		HEA 300	ACIER E24	56.87	96.76	1.13	7 COMB3
		HEA 320		53.36	96.68	0.96	
		HEA 340		50.30	97.07	0.84	
3 t3		IPE 400	ACIER E24	43.79	183.43	1.20	7 COMB3
		IPE 450		39.21	175.94	0.92	
		IPE 500		35.47	168.28	0.71	
3 t3		IPEA 450	ACIER E24	38.85	172.89	1.05	7 COMB3
		IPEA 500		35.16	165.43	0.80	
		IPEA 550		32.04	159.11	0.63	

On a le choix entre un IPE450 et un HEA320 on opte pour un IPE450

Note de calcul robot pour les traverses IPE450 a été extraite précédemment

V.10.2 Les Poteaux

Famille : 1 POT							
2 P2		HEB 340	ACIER E24	35.85	19.92	1.07	7 COMB3
		HEB 360		33.95	20.02	0.96	
		HEB 400		30.74	20.28	0.79	
2 P2		HEA 400	ACIER E24	31.18	20.44	1.00	7 COMB3
		HEA 450		27.75	20.57	0.80	
		HEA 500		25.02	20.71	0.65	

On a le choix entre un HEB360 et un HEA450 on opte pour un HEB360

Note de calcul robot pour les poteaux HEB360

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
PIECE: 2 P2

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

Chapitre V : Etudes des portiques

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 COMB3 2*1.00+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 360

$h=36.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=148.01$ cm ²	$A_z=60.59$ cm ²	$A_x=180.63$ cm ²
$tw=1.3$ cm	$I_y=43193.40$ cm ⁴	$I_z=10141.20$ cm ⁴	$I_x=293.49$ cm ⁴
$tf=2.3$ cm	$W_{ply}=2682.99$ cm ³	$W_{plz}=1032.49$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -118.88$ kN	$M_{y,Ed} = -603.36$ kN*m		
$N_{t,Rd} = 4244.81$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 630.50$ kN*m		
	$M_{y,c,Rd} = 630.50$ kN*m	$V_{z,Ed} = 136.85$ kN	
	$M_{N,y,Rd} = 630.50$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 822.10$ kN	
		Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.96 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 5.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif:

$$u_{inst,z} = 0.8 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 5.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*3 + 1*4



Déplacements

$$v_x = 6.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 7.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 7.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 8 COMB4 (2+3+4)*1.00

Profil correct !!!

V.11 Remarque

La vérification au flambement dans les poteaux sera vérifiée sous la combinaison numéro (1) : **Comb 1 = 1.35 G+1.5N**

Chapitre V : Etudes des portiques

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 P2
10.50 m

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 COMB1 2*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 360

$h=36.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=148.01$ cm ²	$A_z=60.59$ cm ²	$A_x=180.63$ cm ²
$tw=1.3$ cm	$I_y=43193.40$ cm ⁴	$I_z=10141.20$ cm ⁴	$I_x=293.49$ cm ⁴
$tf=2.3$ cm	$W_{ply}=2682.99$ cm ³	$W_{plz}=1032.49$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 56.16$ kN	$M_{y,Ed} = -53.17$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 4244.81$ kN	$M_{y,Ed,max} = -53.17$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 3741.79$ kN	$M_{y,c,Rd} = 630.50$ kN*m	$V_{z,Ed} = -8.19$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 630.50$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 822.10$ kN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 10.50$ m	$\lambda_{m,y} = 0.51$
$L_{cr,y} = 7.35$ m	$X_y = 0.88$
$L_{amy} = 47.53$	$k_{yy} = 0.66$



en z:

$L_z = 10.50$ m	$\lambda_{m,z} = 0.21$
$L_{cr,z} = 1.50$ m	$X_z = 0.99$
$L_{amz} = 20.02$	$k_{zy} = 0.34$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 47.53 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 20.02 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.04 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 P2
4.87 m

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.46 L =$

CHARGEMENTS:

Chapitre V : Etudes des portiques

Cas de charge décisif: 5 COMB1 2*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 360

$h=36.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=148.01$ cm ²	$A_z=60.59$ cm ²	$A_x=180.63$ cm ²
$tw=1.3$ cm	$I_y=43193.40$ cm ⁴	$I_z=10141.20$ cm ⁴	$I_x=293.49$ cm ⁴
$tf=2.3$ cm	$W_{ply}=2682.99$ cm ³	$W_{plz}=1032.49$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 67.26$ kN	$M_{y,Ed} = 11.30$ kN*m		
$N_{c,Rd} = 4244.81$ kN	$M_{y,Ed,max} = -50.55$ kN*m		
$N_{b,Rd} = 3994.68$ kN	$M_{y,c,Rd} = 630.50$ kN*m	$V_{z,Ed} = 1.70$ kN	
	$M_{N,y,Rd} = 630.50$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 822.10$ kN	
		Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 10.50$ m	$Lam_y = 0.36$
$L_{cr,y} = 5.25$ m	$X_y = 0.94$
$L_{amy} = 33.95$	$k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 10.50$ m	$Lam_z = 0.21$
$L_{cr,z} = 1.50$ m	$X_z = 0.99$
$L_{amz} = 20.02$	$k_{zy} = 0.52$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 33.95 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 20.02 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

V.12 Les diagrammes des efforts et des moments

La combinaison n°3 :

G+1.5V

Chapitre V : Etudes des portiques

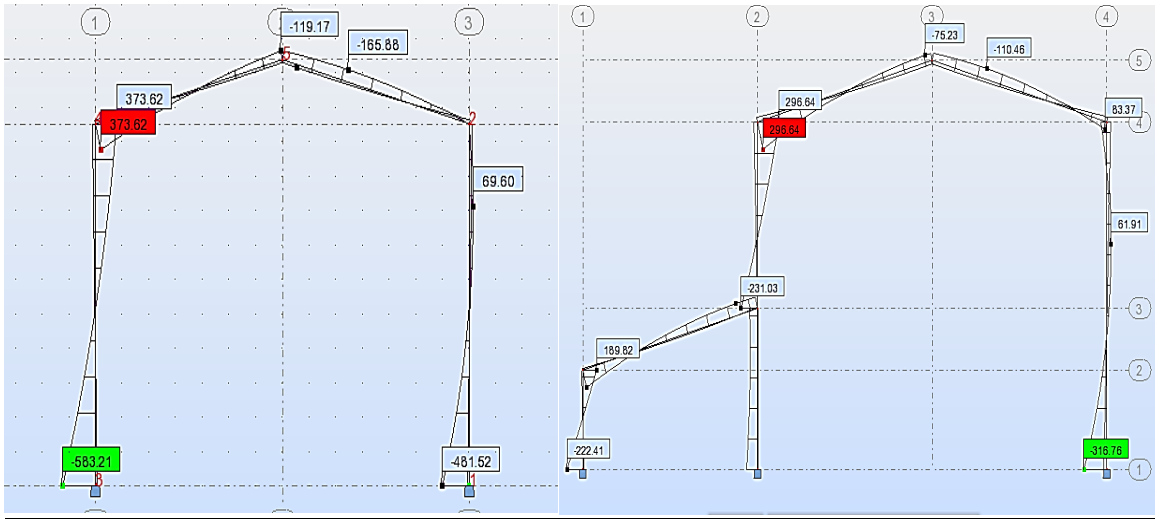


Figure 8: diagrammes des moments la combinaison (G+1.5V)

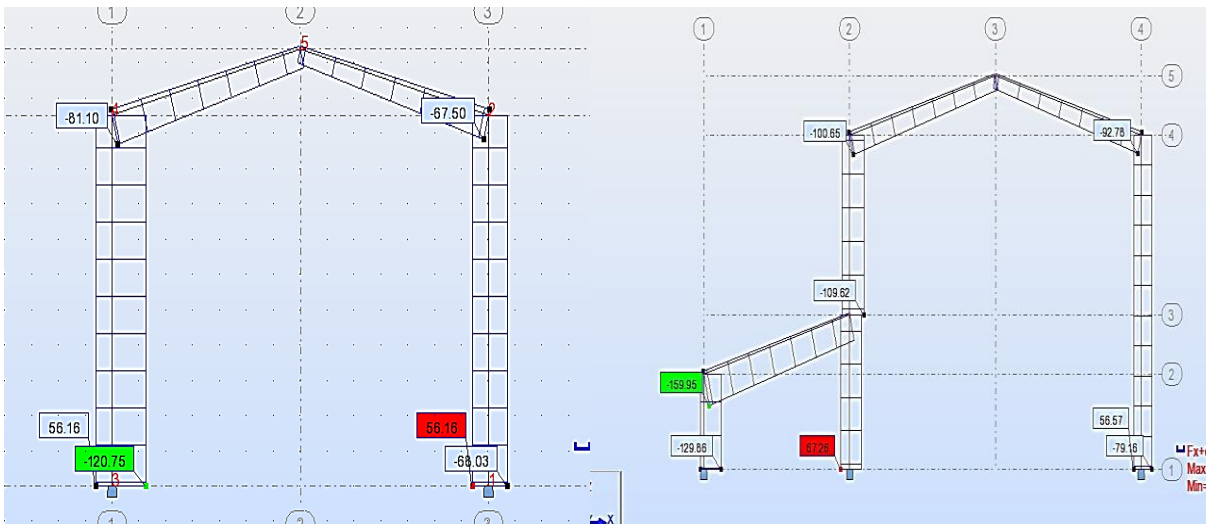
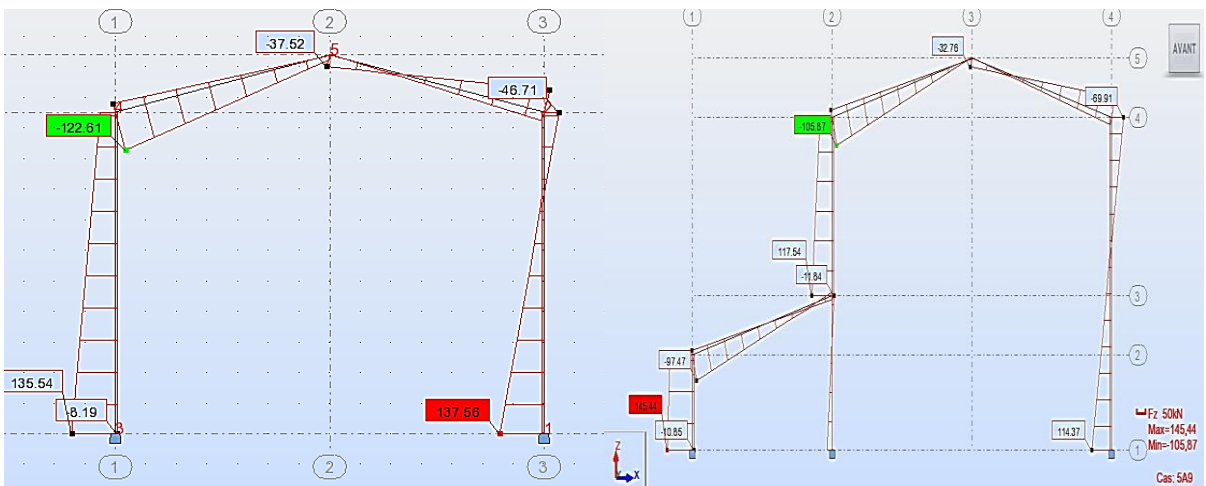


Figure 9: diagrammes de l'effort normaux sous la combinaison (G+1.5N)



Chapitre V : Etudes des portiques

Figure 10: diagrammes des efforts tranchant sous la combinaison (G+1.5V)

La combinaison n°1 :
1.35G+1.5N

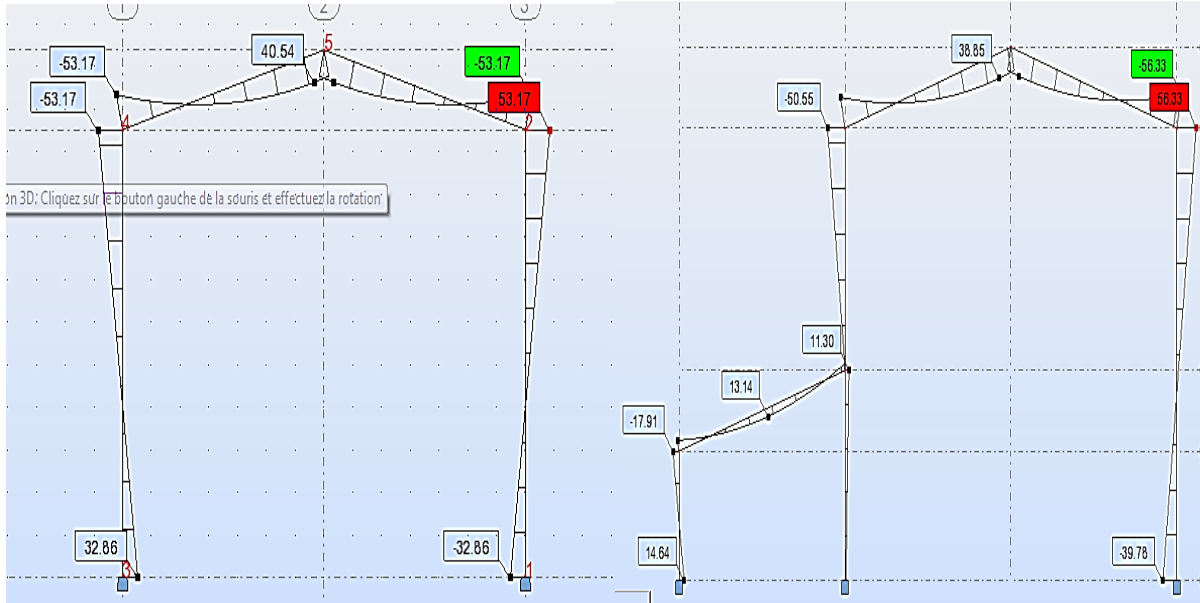


Figure 11 : Diagrammes des moments sous la combinaison (1.35G+1.5N)

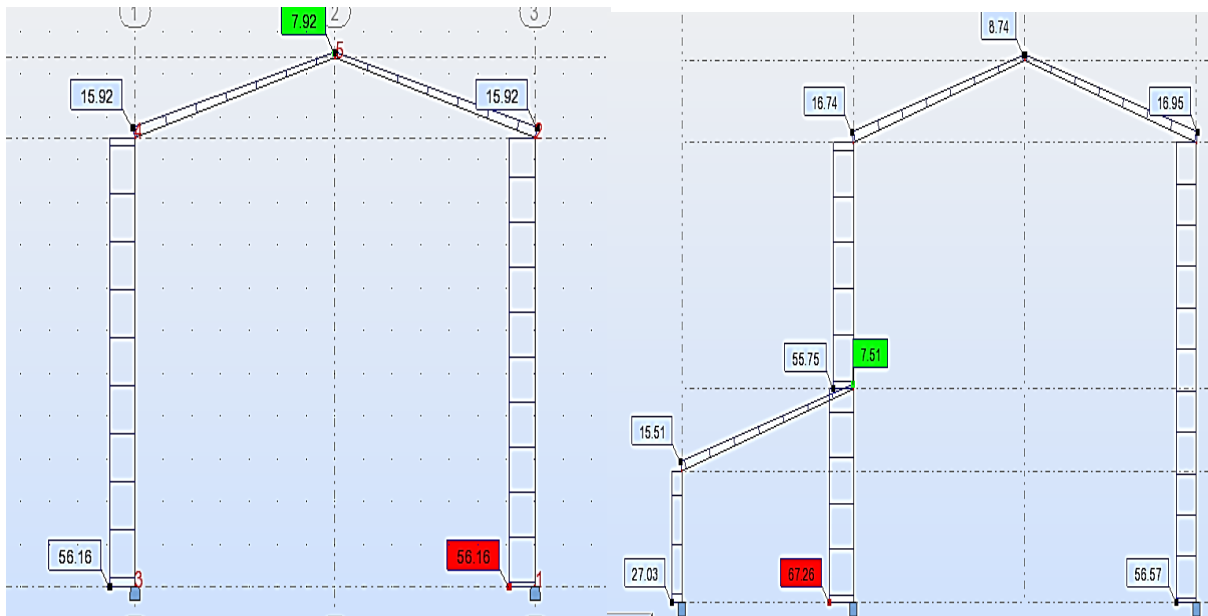


Figure 12 : Diagrammes des efforts normaux sous la combinaison (1.35G+1.5N)

ETUDE SISMIQUE



VI.1 INTRODUCTION

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode de calcul utilisée dans cette étude sera la méthode dynamique modale spectrale ; qui consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de calcul la plus défavorable.

VI.2 Evaluation de la force sismique

La force sismique totale est 'V' est calculée pour les deux sens longitudinale et transversale selon la *Formule 4 — 1 du RPA* :

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

Avec:

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par le Tableau 4-1 du RPA.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4-2 du RPA.
- R : Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4-3 du RPA.
- Q : Facteur de qualité donné par la formule 4-4 du RPA.
- W : Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

VI.2.1 Détermination du Coefficient d'accélération de zone « A »

Donné par le tableau 4.1 du RPA selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\{eII \text{ Grouped'usage } 02\} \rightarrow A = 0.15$$

VI.2.2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Donné par la formule 4.2 du RPA en fonction de la catégorie du site d'implantation del'ouvrage ; du facteur de correction d'amortissement (5) et de la période fondamentale de la structure (T).

Chapitre VI : Etude de séisme

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{5}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{5}}(3.0/T)^{\frac{5}{8}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site(S03) donné par le Tableau 4.7 du RPA.
- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA.
- T : Période fondamentale du bâtiment donné par la formule 4.6 du RPA
- C_r : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage (Portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie) donné par le Tableau 4.6 du RPA.
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique dépend du matériau constitutif (remplissage léger) et du type de structure (structure en acier) donné par le Tableau 4.2 du RPA.

$$T_2=0.5$$

$$T=ct(hn)^{3/4}=0.05*(10.5)^{3/4}=0.45s$$

$$T < T_2 \quad D=2.5\eta$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+0,04}} = 1.852$$

$$D=2.5*1.852=4.62$$

VI.2.3 Coefficient de comportement global de la structure « R »

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (palées triangulés en X).

$$R = 04$$

VI.2.4 Facteur de qualité « Q »

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

- P_1 : Condition minimale sur les files de contreventement (une seule travée : non observé).
- P_2 : Redondance en plan (une seule file porteuse : non observé).
- P_3 : Régularité en plan (régulier : observé).

Chapitre VI : Etude de séisme

- P_4 : Régularité en élévation (régulier : observé).
- P_5 : Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- P_6 : Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,1$$

VI.3 Poids total de la structure « W »

Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

$$W = \sum W \text{ Avec:}$$

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

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et a celle des équipements fixes éventuels.
- W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitations.
- β : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge.

• Calcul des charges permanentes de la construction W_{Gi} :

La couverture :

$$G = 17 \text{ Kg/m}^2$$

$$S(\text{hangar}) = (14/\cos 15) * 54 = 782.66 \text{ m}^2$$

$$S(\text{appentis}) = (7/\cos 15) * 18 = 130.44 \text{ m}^2$$

$$G_1(\text{hangar}) = 17 * 782.66 = 13.3 \text{ t}$$

$$G_1(\text{appentis}) = 0.177 \text{ t}$$

Le bardage

$$G = 14.4 \text{ kg/m}^2$$

$$S(\text{hangar}) = 10.5 * 54 + 10.5 * 54 - (18 * 4.87) + 2(10.5 * 14 + 7 * 1.87) = 1367.06 \text{ m}^2$$

$$S(\text{appentis}) = 18 * 3 + 2(7 * 3 + 7 * 187/2) = 109.09 \text{ m}^2$$

$$G_2(\text{hangar}) = 19.68 \text{ t}$$

$$G_2(\text{appentis}) = 1.57 \text{ t}$$

Les pannes IPE160:

Nombre de panne n :

On a : 144 pannes pour le hangar

Chapitre VI : Etude de séisme

Et 24 pannes pour l'appentis

$$G = 15.8 \text{Kg/ml}$$

$$G_3 = 15.8 * 6 * 168 = 15.92 \text{t}$$

Les poteaux HEB360 et HEB240:

$$\text{HEB360} \rightarrow G = 142 \text{Kg/ml}$$

$$\text{HEB240} \rightarrow G = 83.2 \text{Kg/ml}$$

on a : 4 poteaux de HEB240 de longueur 3m

20 poteaux de HEB360 de longueur 10.5m

$$G_4 = (20 \times 10.5 \times 142) + (4 \times 3 \times 83.2) = 30.81 \text{t}$$

La traverse IPE400 et IPE450

$$\text{IPE400} \rightarrow G = 66.3 \text{Kg/ml}$$

$$\text{IPE450} \rightarrow G = 77.6 \text{Kg/ml}$$

On a 20 traverses de 7.25 m pour IPE450 et 4 de 7.25m pour IPE400

$$G_4 = 13.17 \text{ t}$$

Les potelets IPE140 et HEB260 :

$$\text{HEB260} \rightarrow G = 93 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{IPE140} \rightarrow G = 12.9 \text{ Kg/ml}$$

On a : 4 potelets de 11.43m et 2 de 12.37 en HEB260

2 potelets de 3.93 m en IPE140

$$G_5 = 6.8 \text{ t}$$

Les lisses de bardages UPE100 et UPE200 :

$$\text{UPE200} \rightarrow G = 9.82 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{UPE100} \rightarrow G = 22.8 \text{ Kg/ml}$$

On a : 139 lisses de 6 md'UPE 200

76 lisses de 3.50 m d'UPE100

$$G_6 = 14.25 \text{t}$$

Chapitre VI : Etude de séisme

Les contreventements

Dans notre structure nous avons utilisée deux types de cornière

L70x70x6 avec un poids de 6,38 kg/ml

L50x50x5 avec un poids propre de 3,77 kg/ml

On a 8 cornières de **L70x70x6** de 6,94 m

$$G = 8 \times 6,94 \times 6,94 = 385,3 \text{ kg}$$

Et pour les cornières L50x50x5 on a

4 barres de 7,97m

4 barres de 6,94 m

2 barres de 7,72 m

2 barres de 8,22 m

2 barres de 6,70 m

$$G = 4 \times (7,97 + 6,94) + 2 \times (7,72 + 8,22 + 6,70) \times 3,77 = 395,54$$

$$G_7 = 384,3 + 395,54 = 779,84 \text{ kg}$$

$$G_7 = 0,78 \text{ t}$$

VI.3.1 Poids total de la structure

$$G_T = 13,3 + 0,177 + 19,68 + 1,57 + 15,92 + 30,81 + 6,8 + 14,25 + 0,78 = 103,287 \text{ t}$$

$$G_T = 103,287 \text{ t} = 1032,87 \text{ KN}$$

VI.4 Détermination de la force sismique totale

$$V_x = \frac{A D Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 4,62 \times 1,1}{6} \times 1032,87 = 131,26 \text{ kN}$$

$$V_x = 131,26 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A D Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 4,62 \times 1,1}{4} \times 1032,87 = 196,83 \text{ kN}$$

$$V_y = 196,83 \text{ KN}$$

Chapitre VI : Etude de séisme

VI.5 Conclusion

On remarque bien que les sollicitations dues au vent sont plus défavorable que celles au séisme (dans les deux sens : Longitudinal et transversal).

***ETUDE DES
ASSEMBLAGES***



VII.1 Généralités

VII.1.1 Rôle des assemblages

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté.

VII.1.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux

VII.2 Assemblage pannes – traverse

VII.2.1 Dimensionnement des échantignolles

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

Les échantignoles sont réalisées au moyen d'un plat plié et elles assurent la liaison entre pannes et structure principale, Elles sont dimensionnées en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

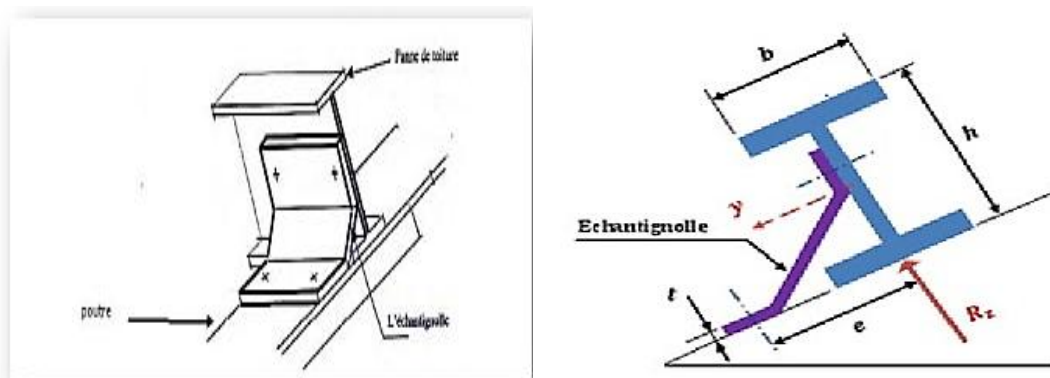


Figure 1: Disposition de l'échantignolle

Chapitre VII : études des assemblages

VII.2.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{z.sd} = G \cos(15) - 1,5V = [30,24 \cos(15)] - (1,5 \times 195,36) = -713,83 \text{ daN/ml } \uparrow$$

Effort suivant rampant

$$Q_{y.sd} = 1,35 G \sin(15) = 1,35 \times 30,24 \sin(15) = 10,56 \text{ daN/ml } \leftarrow$$

L'excentrement « e » est limité par la condition suivante :

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

On a un IPE160 : $b = 7,3 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$

$$7,3 \leq e \leq 10,95 \text{ cm} \Rightarrow e = 9 \text{ cm}$$

Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{z.sd} \cdot \frac{1}{2} = 713,83 \cdot \frac{6}{2} = 2141,49 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y.sd} \cdot \frac{1}{2} = 10,56 \cdot \frac{6}{2} = 31,68 \text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire

$$R_z = 2 \cdot 2141,49 = 4282,98 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \cdot 31,68 = 63,36 \text{ daN}$$

VII.2.3 Calcul du moment de renversement :

$$M_R = (R_z \cdot e) + \left(R_y \cdot \frac{h}{2} \right) = (4282,98 \times 9) + (63,36 \times 7) = 38990,34 \text{ daN.cm}$$

VII.2.4 Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de sa section est au moins une classe 03.

Selon l'Euro code 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

Ou :

➤ $M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$: Moment de résistance élastique de la section.

➤ $M_{sd} = M_R$: Moment sollicitant.

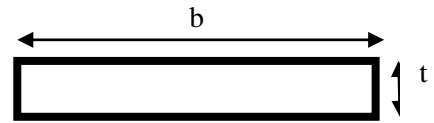
Chapitre VII : études des assemblages

VII.2.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{38990.34 \times 1,1}{2350} = 18.25 \text{ cm}^2$$

$$w_{el} = \frac{b \cdot t^2}{6} \text{ Pour une section rectangulaire}$$



La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle $b = 450 \text{ mm}$.

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,6}{45}} = 0.64 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 6.4 \text{ mm}$$

Donc : on adopte pour l'attache des pannes une échantignolle d'épaisseur, $e = 10 \text{ mm}$ et de largeur, $b = 450 \text{ mm}$ avec des boulons $= \phi 14 \text{ mm}$.

VII.2.6 Vérification des boulons au cisaillement + traction

Les boulons (1) et (2) sont soumis à un effort de traction + cisaillement, et doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Boulon (1)

$$\frac{V1}{F_v} + \frac{T1}{1.4fT} < 1.0 \quad \text{Avec } V1 = R_y = 63.36 \text{ daN}$$

$$T1 = R_z = 4282.98 \text{ daN}$$

On a des boulons $\phi 14 \text{ mm} \rightarrow A_s = 115 \text{ mm}^2$ de classe 4.8 $\rightarrow F_{ad} = 40 \text{ daN/mm}^2$

$$F_t = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} = 0.9 \cdot 40 \cdot 115 / 1.25 = 3312 \text{ daN}$$

$$F_v = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} = 0.6 \cdot 40 \cdot 115 / 1.25 = 2208 \text{ daN}$$

$$\frac{V1}{F_v} + \frac{T1}{1.4fT} = \frac{63.36}{2208} + \frac{4282.98}{1.4 \cdot 3312} = 0.95 < 1.0$$

Boulon (2)

$$\frac{V2}{Fv} + \frac{T2}{1.4fT} < 1.0 \quad \text{Avec } V1=Ry=63.36 \text{ daN}$$

$$T1=Rz=4282.98 \text{ daN}$$

$$\text{On a des boulons } \phi 14\text{mm} \quad \frac{V1}{Fv} + \frac{T1}{1.4fT} = \frac{63.36}{2208} + \frac{4282.98}{1.4 \cdot 3312} = 0.95 < 1.0$$

VII.3 Assemblage de rive (hangar)

Pour les assemblages de rive, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la figure suivante VII-1.

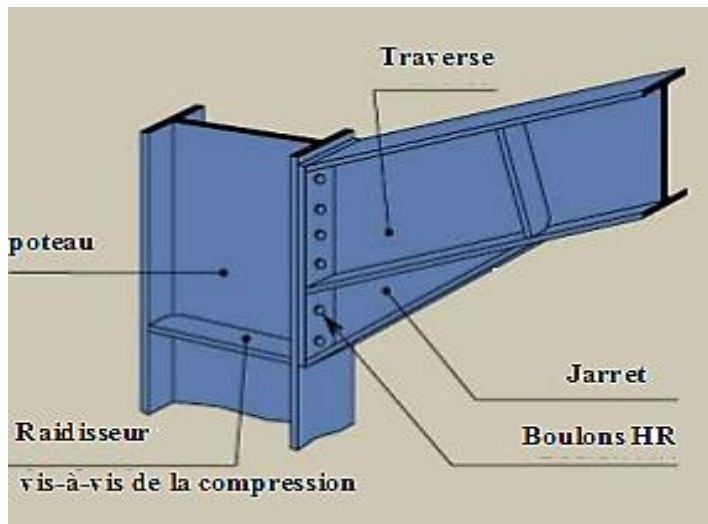


Figure 2 : Assemblage poteau-traverse

Vérifier l'assemblage à la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$Msd = 373.62 \text{ kN.m}$$

$$Vsd = -112.61 \text{ kN}$$

$$Nsd = -81.10 \text{ kN}$$

Soit à vérifier un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm,

La platine a une épaisseur de 20mm et le coefficient de frottement $\mu = 0.3$

Le poteau en HEB 360

La traverse en IPE 450

Platine : 920x 300 x 20

Chapitre VII : études des assemblages

•Disposition des boulons

L'euro code 3 donne les valeurs limites suivantes :

$$1.2d_0 \leq e_1 \quad ; \quad \rho_1 \geq 2.2d_0$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \quad ; \quad \rho_2 \geq 3d_0$$

Avec

d_0 : diamètre de trou.

$d_0 = d + 2\text{mm}$ pour les boulons $16\text{mm} \leq \varphi \leq 24\text{mm}$.

$$d_0 = 20 + 2\text{mm} = 22\text{mm}$$

$$e_1 > 1.2 \times 22 = 26.4\text{mm} \rightarrow e_1 = 70\text{mm} \quad ; \quad \rho_1 \leq 2.2 \times 22 = 48.4\text{mm} \quad p \rightarrow p_1 = 150\text{mm}$$

$$e_2 > 1.5 \times 22 = 33\text{mm} \rightarrow e_2 = 75\text{mm} \quad ; \quad \rho_2 = 3 \times 22 = 66\text{mm} \quad p \rightarrow p_2 = 150\text{mm}$$

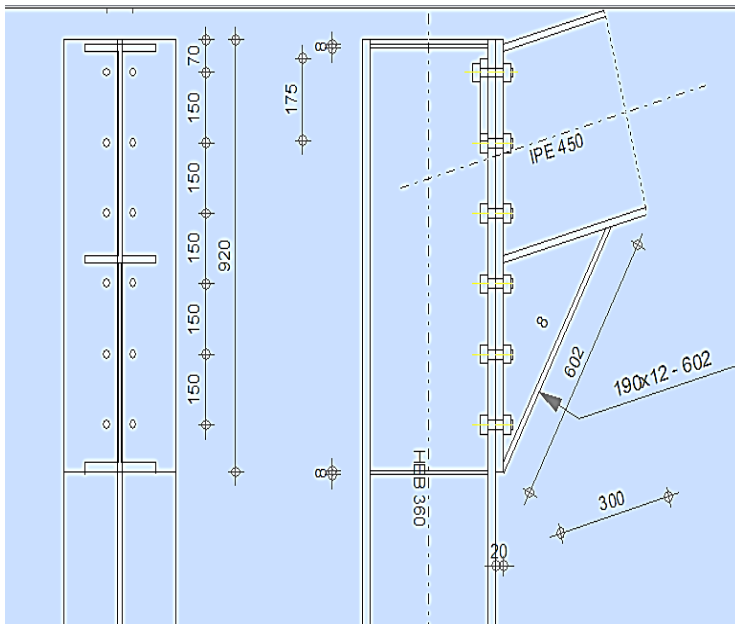


Figure 3: Détails d'assemblage

Vérification de la résistance à la flexion

–Hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 14,6 \sqrt{\frac{190}{9,4}} = 65.64 \text{ mm}$$

VII.3.1 Effort de précontrainte dans le boulon

$$F_p = 0.7 F_{ub} \times A_s$$

boulon de diamètre 20 mm

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad ; \quad F_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN} \rightarrow \text{pour un boulon}$$

Chapitre VII : études des assemblages

VII.3.2 Calcul du moment résistant

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$\sum d_i^2 = (100^2 + 350^2 + 500^2 + 650^2 + 800^2) = 1445000 \text{ mm}^2$$

VII.3.3 Le moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1445000}{800} \times 10^{-3} = 619,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 373.62 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 619,54 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VII.3.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

par boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{-112.61}{12} = -9.39 \text{ kN}$

$$V_{rd} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{m2}$$

Chapitre VII : études des assemblages

$K_s = 1.0$ Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)

$m = 1$ un plan de frottement

$\mu = 0.4$ coefficient de frottement classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)

$F_p = 171.5 \text{ kN}$ force de précontrainte par boulon

$V_{rd} = 1.0 * 1.0 * 0.7 * 171.5 / 1.1 = 62.37 \text{ kN}$

$$\frac{V_{sd}}{n} < V_{rd} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.3.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

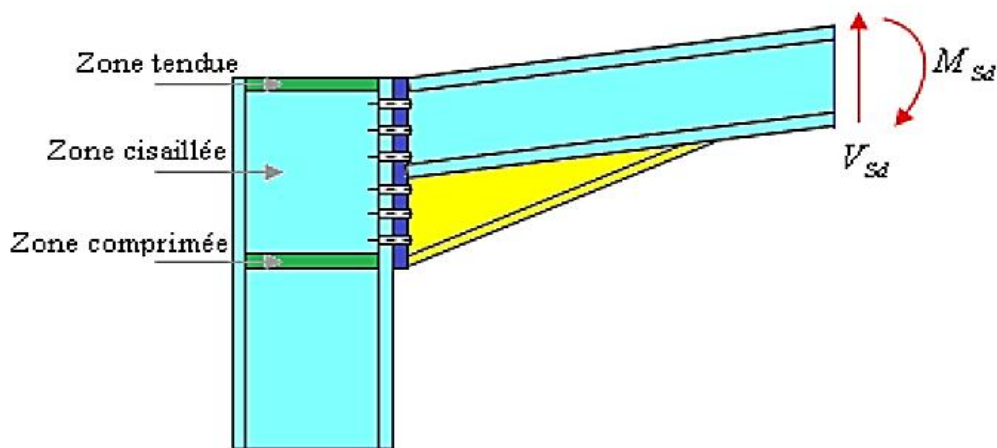


Figure 4: Résistance âme du poteau dans la zone tendue

$F_v < F_{t,rd}$

Avec :

$$F_{t,rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$T_w = 12.5 \text{ mm}$

$B_{eff(p)} = 150 \text{ mm}$

$M_{sd} = 373.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$H = 900 \text{ mm}$

$T_f = 22.5 \text{ mm}$

$F_{t,rd} = 1.25 * 15 * 23.5 / 1.1 = 400.57 \text{ kN}$

Chapitre VII : études des assemblages

$$F_v = \frac{373.62}{0.9 - 0.0225} = 427.23 \text{ KN}$$

$F_t; r_d < F_v$ non vérifiées

Donc: nécessite des raidissage (raidisseur d'épaisseur 15 mm)

VII.3.6 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

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

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} : \begin{cases} \text{si } \sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y \Rightarrow k_c = 1 \\ \text{sinon } k_c = \frac{1,7 - \sigma_{c.sd}}{f_y} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} : \begin{cases} \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1 \\ \text{sinon } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} \end{cases}$$

$$t_p = 200 \text{ mm}$$

$$t_{fb} = 14.6 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 22.5 \text{ mm}$$

$$r_c = 27 \text{ mm}$$

$$a_p = 0.5 \text{ mm}$$

$$h = 450 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 14.6 + 2 \cdot 0.5 \cdot \sqrt{2} + 5 \cdot (22.5 + 27) + 2 \cdot 20 = 303.5 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{30.35 \cdot 26.1 \cdot 23,5}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 1.25^2}} = 0,701 < 0.72$$

Chapitre VII : études des assemblages

$$\rho=1.0$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{-112.61}{180.6} + \frac{373.62 * 30 * 10^2}{43190} = 25.32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 25.32 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,7 f_y = 16,45 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow k_c = 1.7 - \frac{25.32}{23,5}$$

$$k_c = -0,63$$

$$F_{c.Rd} = \frac{-0,63 \cdot 1.30 \cdot 35.1,25 \cdot 23,5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{30.35}{45}\right)^2\right)}} = -320.31 \text{ kN (traction)}$$

$$N_{sd} = 620.54 \text{ kN}$$

$F_v > F_c$; rd.....non vérifiées

La résistance de l'âme du poteau en compression n'est pas vérifiée
doit prévoir un raidisseur (épaisseur = 16mm) pour cette zone.

VII.3.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 f_y \cdot h \cdot t_w}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,58 * 23,5 * 45 * 1.25}{1,1} = 696.98 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{373.61}{1.25 - 0,0225} = 304.37 \text{ kN}$$

$$F_v = 304.37 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 696.98 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.4 Assemblage de rive (appentis)

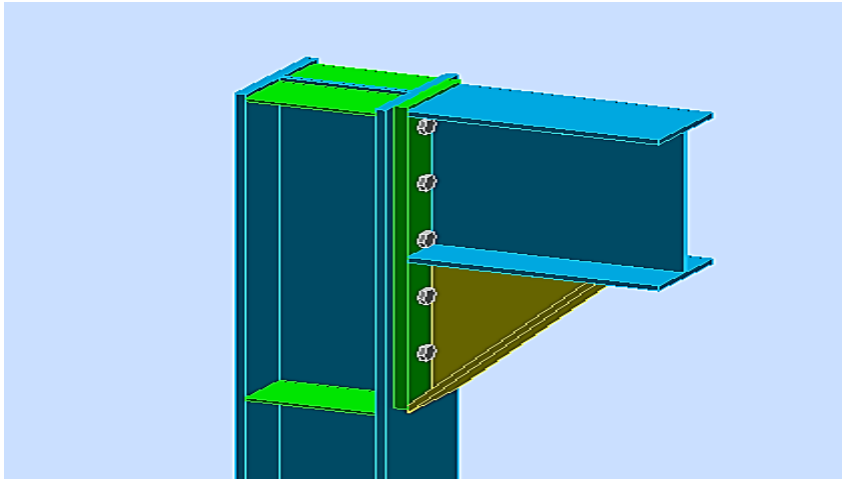


Figure 5: Assemblage poteau-traverse

Soit un assemblage constitué de 10 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement $\nu = 0,3$

La traverse et le jarret est de IPE400

$M_{ysd} = 189.82 \text{ kN.m}$

$N_{sd} = -159.95 \text{ kN}$

$V_{z ; sd} = -97.47 \text{ kN}$

Le poteau en HEB 240

La traverse en IPE 400

Platine : 820x 180 x 20

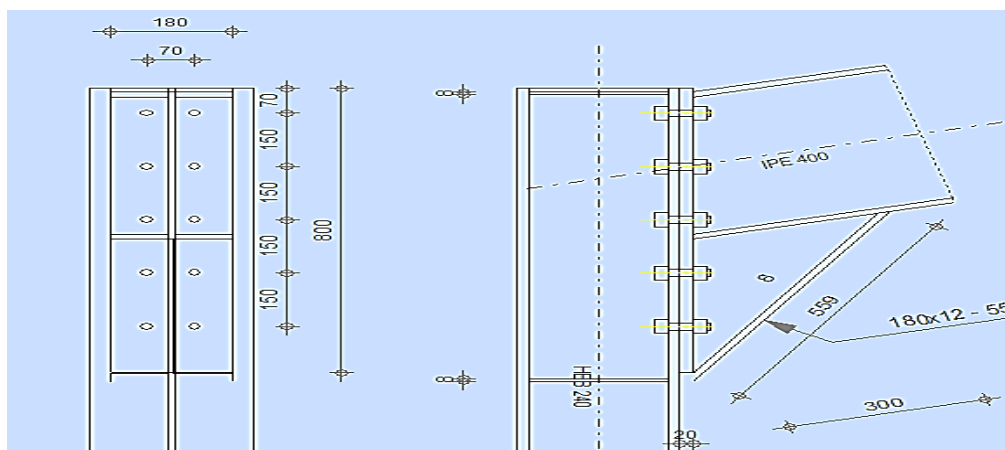


Figure6 : Détails d'assemblage

Chapitre VII : études des assemblages

Hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 13,5 \sqrt{\frac{180}{7}} = 68.45 \text{ mm}$$

d1=750 mm ; d2=600 mm ; d3=450 mm ; d4=300 mm ; d5=150 mm

Effort de précontrainte dans le boulon

Fp=0.7 Fub x As

Fp=0.7*1000*10⁻³*245=171.5 kN → pour un boulon

VII.4.1 Le moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

$$\sum d_i^2 = (150^2 + 300^2 + 450^2 + 600^2 + 750^2) = 1235000 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \cdot 171,5 \cdot 1235000}{800} * 10^{-3} = 529.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 189.82 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 529.5 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.4.2 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{-159.95}{10} = -15.95 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = K_s * m * \mu * F_p / \gamma_{m2}$$

Ks= 1.0 Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)

m=1 un plan de frottement

μ=0.4 coefficient de frottement classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)

Fp=171.5 kN force de précontrainte par boulon

$$V_{rd} = 1.0 * 1.0 * 0.7 * 171.5 / 1.1 = 62.37 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} < V_{rd} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Chapitre VII : études des assemblages

VII.4.3 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$F_v < F_{t;rd}$; rd

Avec :

$$F_{t.Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$T_w = 10 \text{ mm}$

$B_{eff}(p) = 150 \text{ mm}$

$M_{sd} = 189.82 \text{ kN.m}$

$H = 800 \text{ mm}$

$T_f = 17 \text{ mm}$

$F_{t;rd} = 0.1 * 15 * 23.5 / 1.1 = 32.05 \text{ kN}$

$$F_v = \frac{189.82}{0.8 - 0.017} = 242.42 \text{ kN}$$

$F_{t;rd} < F_v$ non vérifiées

Donc : nécessite des raidissage (raidisseur d'épaisseur 10mm)

VII.4.4 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

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

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} : \begin{cases} \text{si } \sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y \Rightarrow k_c = 1 \\ \text{sinon } k_c = \frac{1,7 - \sigma_{c.sd}}{f_y} \end{cases}$$

Chapitre VII : études des assemblages

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} : \begin{cases} \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1 \\ \text{sinon } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} \end{cases}$$

$T_p = 200 \text{ mm}$

$T_{fb} = 13.5 \text{ mm}$

$T_{fc} = 17 \text{ mm}$

$R_c = 21 \text{ mm}$

$a_p = 0.5 \text{ mm}$

$h = 400 \text{ mm}$

$b_{eff} = 13.5 + 2 \cdot 0.5 \cdot \sqrt{2} + 5 \cdot (17 + 21) + 2 \cdot 20 = 244.91 \text{ mm}$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{24.491 \cdot 16.4 \cdot 23,5}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 0.0135^2}} = 0,46 < 0.72$$

$\rho = 1.0$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{-97.47}{86.8} + \frac{189.82 \cdot 24 \cdot 10^2}{11260} = 39.34 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 39.34 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,7 f_y = 16,45 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow k_c = 1.7 - \frac{39.34}{23,5}$$

$k_c = 0,02$

$$F_{c.Rd} = \frac{0.02 \cdot 1.24 \cdot 49.0 \cdot 1.23 \cdot 5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{24.49}{40}\right)^2\right)}} = 85.89 \text{ kN (compression)}$$

$N_{sd} = 620.54 \text{ kN}$

$F_v > F_c$; rd.....non verifiés

La résistance de l'âme du poteau en compression n'est pas vérifiée
doit prévoir un raidisseur (épaisseur = 10mm) pour cette zone .

Chapitre VII : études des assemblages

VII.4.5 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 f_y \cdot h \cdot t_w}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,58 * 23,5 * 40 * 1}{1,1} = 459.63 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{189.59}{1 - 0,017} = 193.1 \text{ kN}$$

$$F_v = 193.1 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 459.63 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.5 Assemblage de faîtage

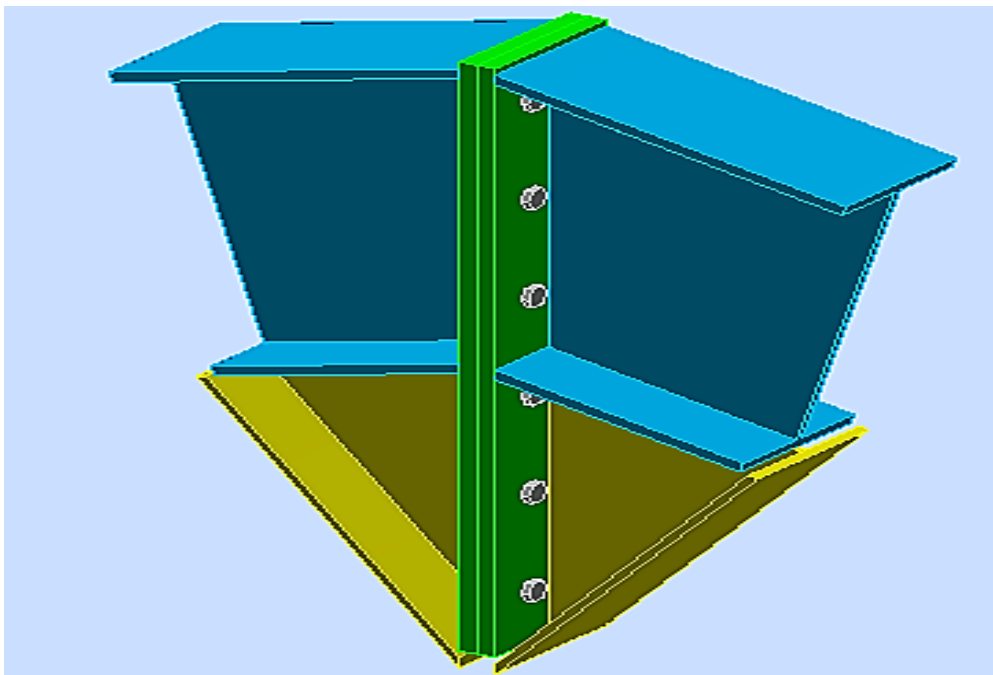


Figure 7 : Assemblage du faîtage

VII.5.1 Disposition des boulons :

L'euro code 3 donne les valeurs limites suivantes :

$$1.2d_0 \leq e_1 ; \rho_1 \geq 2.2d_0$$

$$1.5d_0 \leq e_2 ; \rho_2 \geq 3d_0$$

Chapitre VII : études des assemblages

Avec :

d_0 : diamètre de trou.

$d_0 = d + 2\text{mm}$ pour les boulons $16\text{mm} \leq \varphi \leq 24\text{mm}$.

$d_0 = 20 + 2\text{mm} = 22\text{mm}$

$e_1 > 1.2 \times 22 = 26.4\text{mm} \rightarrow e_1 = 70\text{mm}$; $\rho_1 \leq 2.2 \times 22 = 48.4\text{mm} \rho \rightarrow \rho_1 = 150\text{mm}$

$e_2 > 1.5 \times 22 = 33\text{mm} \rightarrow e_2 = 40\text{mm}$; $\rho_2 = 3 \times 22 = 66\text{mm} \rho \rightarrow \rho_2 = 100\text{mm}$

La platine utilisé

920x180x20

Soit un assemblage de faitage constitué de boulon HR10.9 de diamètre de 20mm, la platine a une épaisseur de 20mm, Coefficient de frottement $\mu = 0.3$

$M_{sd} = -119.17\text{kN.m}$

$V_{sd} = -37.52\text{kN}$

$N_{sd} = -81.10\text{Kn}$

VII.5.2 Le moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1} \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN}$ (Par boulon)

$$\sum d_i^2 = (100^2 + 350^2 + 500^2 + 650^2 + 800^2) = 1445000 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \cdot 171,5 \cdot 1445000}{800} \cdot 10^{-3} = 619,54 \text{ Kn.m}$$

VII.5.3 Vérification de la résistance de l'assemblage

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

$$M_{sd} = -119.17\text{kN.m}$$

$$M_{Rd} = 619,54 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = -119.17\text{kN.m} \leq M_{Rd} = 619,54 \text{ Kn.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.5.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{-37.52}{12} = 3.12 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

Chapitre VII : études des assemblages

$$V_{rd} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.7 \cdot 171.5 / 1.1 = 62.37 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

VII.6 Assemblage de la diagonale sur le gousset (palées de stabilités)

VII.6.1 Pré dimensionnement du gousset :

Le pré dimensionnement sera fait par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau 1: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

Dans ce cas les boulons sont sollicités en cisaillement seul ;

$$N_{sd} = 69.69 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$$

d'où $e = 8 \text{ mm}$

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 5.6

$$f_{ub} = 500 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \pi d^2 / 4 = 113.04 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{mb} = 1.25$$

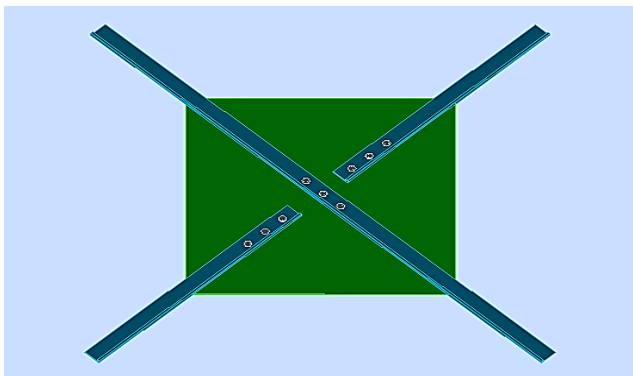


Figure 8: Assemblage des diagonales

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

Chapitre VII : études des assemblages

Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{vrd} = N/n_p$$

Avec : p : nombre de plan de cisaillement = 2

n : est le nombre de boulons = 3

$$F_{vrd} = 11.62 \text{ kN}$$

VII.6.2 Vérification à la pression diamétrale $V_{sd} < F_b ; r_d$

$$F_{brd} = 2.5 * \alpha * t_p * f_u / \gamma_{m2}$$

$$\alpha = \left(e/3d_0 ; p/3d_0 - 0.25 ; f_{ub}/f_u ; 1 \right) = 1$$

$$F_{brd} = 2.5 * 1 * 0.8 * 36 / 1.25 = 57.6 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 17.24 \text{ kN} < F_{brd} \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

Y'a pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

VII.6.3 Vérification a la traction

$$N_{urd} = 0.9 * A_s * f_u / \gamma_{m2} = 2929.9 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_u$$

VII.6.4 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} < F_{vrd}$$

$$F_{vrd} = \alpha_v * A * f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.5 * 113.04 * 50 / 1.25 = 2260.8 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement est vérifié

VII.7 Contreventements horizontaux poutre au vent

Pré dimensionnement du gousset :

$$N_{sd} = 103.54 \text{ KN} < 200 \text{ kN}$$

D'où $e = 8 \text{ mm}$

l assemblages sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 5.6

Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{vrd} = 17.25 \text{ kN}$$

Chapitre VII : études des assemblages

VII.7.1 Vérification à la pression diamétrale

$$V_{sd} < F_b ; r_d$$

$$F_{brd} = 2.5 * \alpha * t_p * f_u / \gamma_{m2}$$

$$\alpha = (e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 0.25 ; f_{ub}/f_u ; 1) = 1$$

$$F_{brd} = 2.5 * 1 * 0.8 * 36 / 1.25 = 57.6 \text{ kN}$$

$$F_{vrd} = 17.24 \text{ kN} < F_{brd} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Y'a pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

VII.7.2 Vérification a la traction

$$N_{urd} = 0.9 * A_s * f_u / \gamma_{m2} = 2929.9 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_u$$

VII.7.3 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} < F_{vrd}$$

$$F_{vrd} = \alpha_v * A * f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.5 * 113.04 * 50 / 1.25 = 2260.8 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement est vérifiée

VII.8 Vérification de la jonction entre hangar et appentis

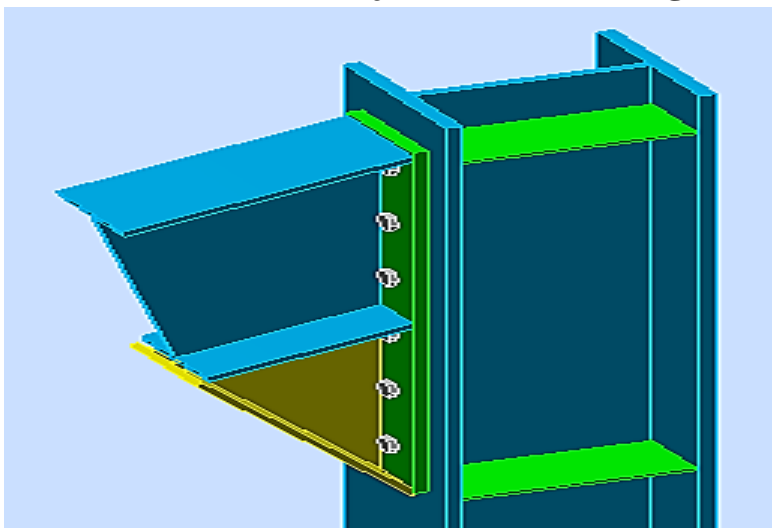


Figure 9: Assemblage poteau-traverse

Chapitre VII : études des assemblages

Vérifier l'assemblage à la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$M_{sd} = -124.75 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 117.54 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -109.62 \text{ kN}$$

Soit à vérifier un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm,

La platine a une épaisseur de 20mm et le coefficient de frottement $\mu = 0.3$

Le poteau en HEB 360

La traverse en IPE 450

Platine : 920x 300 x 20

•Disposition des boulons:

L'eurocode 3 donne les valeurs limites suivantes :

$$1.2d_0 \leq e_1 \quad ; \quad \rho_1 \geq 2.2d_0$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \quad ; \quad \rho_2 \geq 3d_0$$

Avec :

d_0 : diamètre de trou.

$d_0 = d + 2 \text{ mm}$ pour les boulons $16 \text{ mm} \leq \varphi \leq 24 \text{ mm}$.

$$d_0 = 20 + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

$$e_1 > 1.2 \times 22 = 26.4 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 70 \text{ mm} ; \rho_1 \leq 2.2 \times 22 = 48.4 \text{ mm} \rho \rightarrow p_1 = 150 \text{ mm}$$

$$e_2 > 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 75 \text{ mm} ; \rho_2 = 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \rho \rightarrow p_2 = 150 \text{ mm}$$

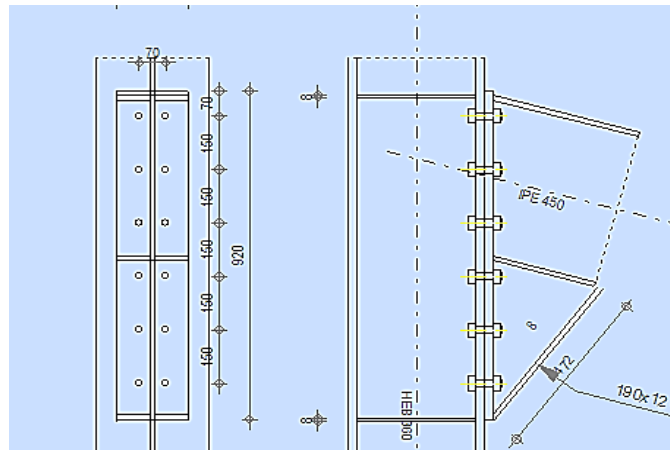


Figure 10: Détails d'assemblage

Vérification de la résistance à la flexion

–Hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 14,6 \sqrt{\frac{190}{9,4}} = 65.64 \text{ mm}$$

Chapitre VII : études des assemblages

VII.8.1 Effort de précontrainte dans le boulon

$$F_p = 0.7 F_{ub} \times A_s$$

boulon de diamètre 20 mm

$$A_s = 245 \text{ mm}^2; F_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN} \rightarrow \text{pour un boulon}$$

VII.8.2 Le moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1445000}{800} \times 10^{-3} = 619,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 124.75 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 619,54 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.8.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{117.54}{12} = 9.795 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 1.0 \times 1.0 \times 0.7 \times 171.5 / 1.1 = 62.37 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} < V_{rd} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Et on doit ajouter des raidisseurs de 10 mm pour les zones comprimées et tendues

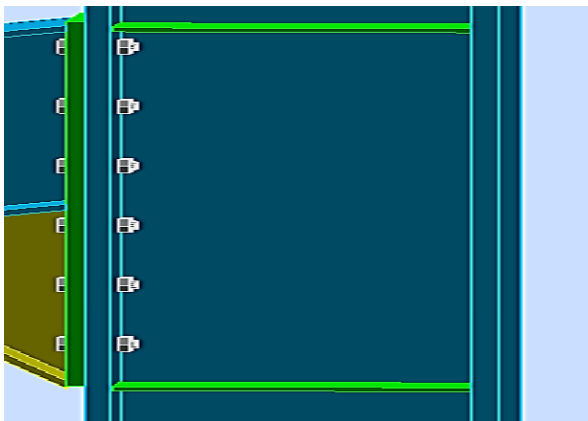


Figure 11: des raidisseurs de 10 mm

ETUDE DES ANCRAGES



Chapitre VIII : études des pieds des poteaux

VIII.1 Définition

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

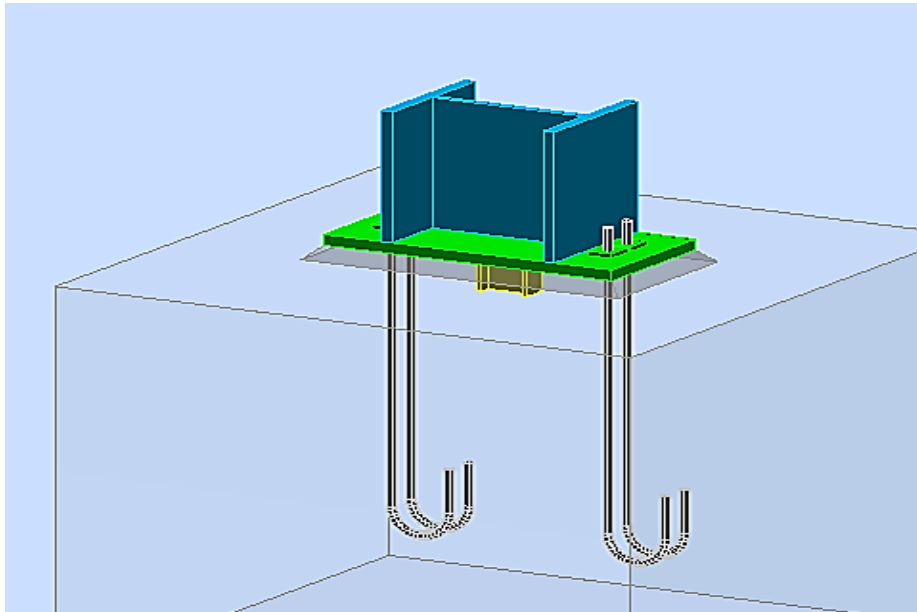


Figure 1 : Base des poteaux encastré.

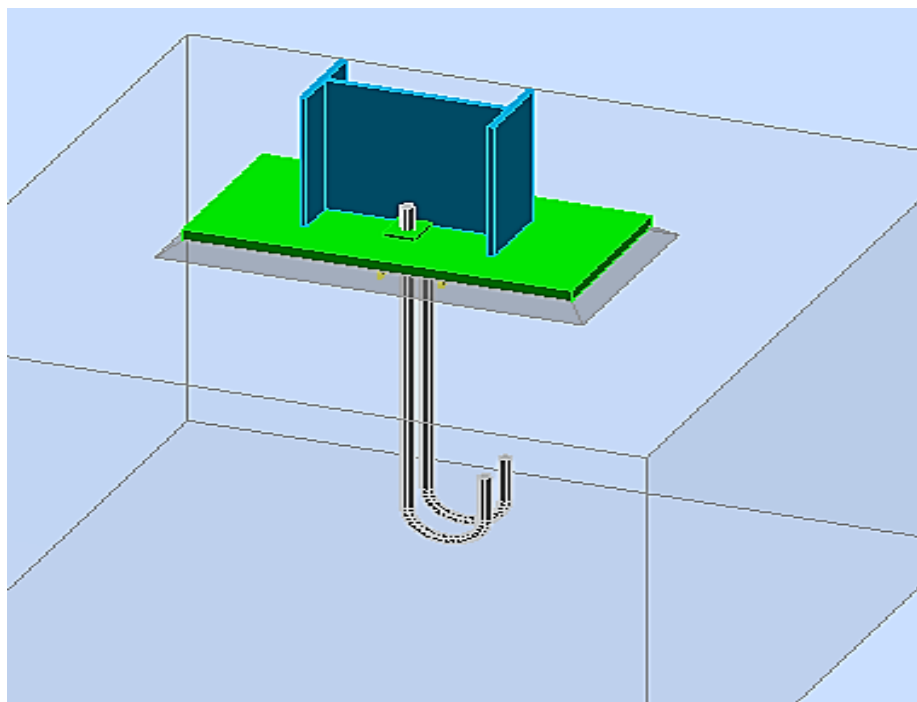


Figure 2 : Base des poteaux encastré.

Chapitre VIII : études des pieds des poteaux

Dans notre structure on a les poteaux en **HEB 360**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression $N_{sd} = 87.05 \text{ kN}$
- Effort tranchant $V_{z, sd} = 56.16 \text{ kN}$
- Effort de soulèvement $N_{sd} = 135.54 \text{ kN}$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z, sd} = 120.75 \text{ kN}$

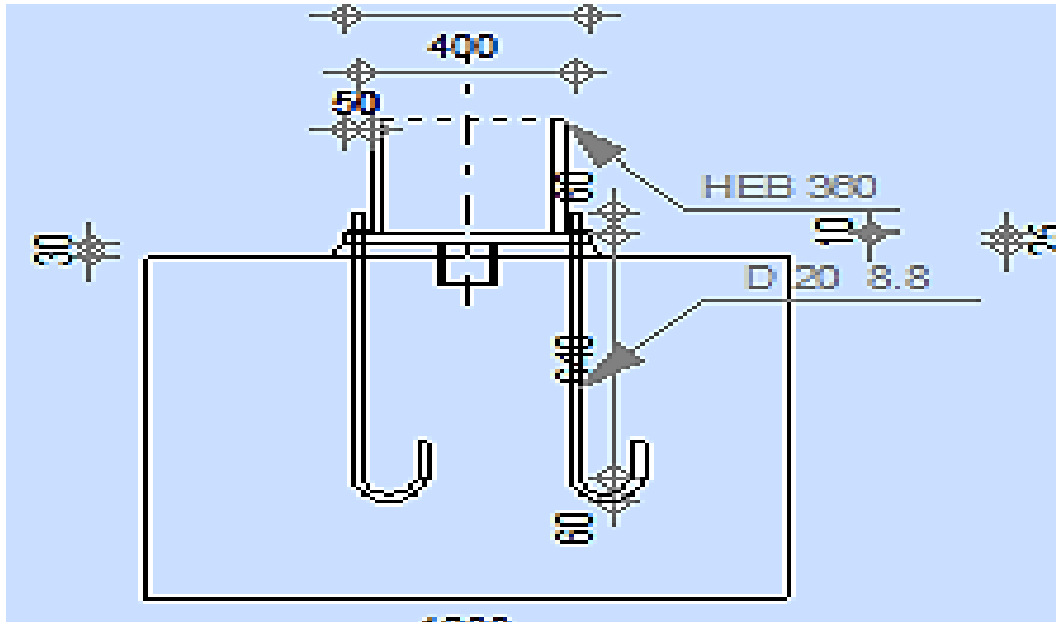


Figure 3 : Détails sur l'assemblage

VIII.2 Données de base

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{mo} = 1.1$; $\gamma_{m2} = 1.25$
Béton : $\gamma_c = 1.15$

VIII.3 Résistance du béton à la compression

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

VIII.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = \frac{2}{3}$

Du moment que les dimensions de la fondation sont inconnues, on admettra que :

$$\left(\frac{A_{c1}}{A_{c2}} \right)^{0,5} = \alpha = 1,5$$

Chapitre VIII : études des pieds des poteaux

VIII.4.1 Estimation de l'air de la plaque d'assise

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left[\left(\frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \right); \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right) \right]$$
$$\frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{360 * 300} \left(\frac{87050}{16,7} \right)^2 = 251.58 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{87050}{16,7} = 5212.58 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = 5212.58 \text{ mm}^2$$

VIII.4.2 Choix du type de la plaque d'assise

Comme estimation pour : $A_{c0} = 5212.58 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 360 \times 300 = 102600 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 5212.58 \text{ mm}^2 < 102600 \text{ mm}^2$ Une plaque projection courte est satisfaisante Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 200 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 300 + (2 \times 22.5) = 345 \text{ mm}$$

$$h_p = 390 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 360 + (2 \times 22.5) = 405 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui donne } A_{c0} = 200 \times 390 = 78000 \text{ mm}^2 > 5212.58 \text{ mm}^2$$

Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

➤ $A = +2$

➤ $B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(300 - 12.5 + 360) = -672.5 \text{ mm}$

➤ $C = \frac{0,5 N_{sd}}{f_{jd}} - [(2b_{fc} \cdot t_{fc}) + (4t_{fc}^2) + (0,5h_c \cdot t_{wc}) - (t_{fc} \cdot t_{wc})] =$

$$\frac{(0,5 * 87050)}{16,7} - [(2 \times 300 \times 22.5) + (4 \times 22.5^2) + (0,5 \times 360 \times 12.5) -$$

$$22.5 \times 12.5] = -14887.46 \text{ mm}^2$$

Chapitre VIII : études des pieds des poteaux

VIII.4.5 Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd}

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$$

$$N_{rd} = 57322.5 * 16.67 * 10^{-3} = 955.57 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 87.05 \text{ kN} < 955.57 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VIII.4.6 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

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

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \gamma_{M_0}} = \frac{15^2 * 235}{6 * 1,1} * 10^{-3} = 8,011 \text{ N.m (Annexe 'L' Eurocode 03)}$$

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{31^2}{2}\right) * 87,05}{57322.5} = 0.364 \text{ N.m}$$

$$M_{sd} < M_{rd} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VIII.4.7 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaqué d'assise

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{vrd} = F_{trd} = C_{ftd} * N_{sd}$$

$$F_{vrd} = 0.2 * 87.05 = 17.41 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 56.16 \text{ kN}$$

$$V_{sd} > F_{vrd} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

La résistance au cisaillement n'est pas vérifiée

Les tiges d'ancrage vont reprendre l'effort de cisaillement

VIII.5 Les tiges d'ancrage

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

Chapitre VIII : études des pieds des poteaux

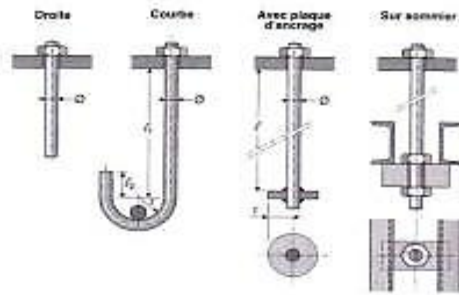


Figure 5: Types de tiges d'ancrage

VIII.6 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement

L'EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement

Soit 4 tiges d'ancrage M20 de classe 4,6 (de forme courbe)

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2 \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \cdot F_{vb.Rd}$$

$$F_{f.Rd} = 0,2 N_{sd} = 0,2 * 87,05 = 17,41 \text{ kN}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,368 * 400 * 245}{1,25} * 10^{-3} = 28,85 \text{ kN}$$

$$F_{vrd} = 17,41 + 2 * 28,85 = 75,11 \text{ kN}$$

$V_{sd} < F_{vrd}$ vérifiée

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages dans le cas grands efforts de cisaillement comme le séisme. On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace : $60 \text{ mm} \leq L_{eff} \text{ (bèche)} \leq 1,5 h_{bèche}$
- Hauteur de la bèche : $h_{bèche} \leq 0,4 h_c$
- Elancement maximal des ailes : $b_{bèche} / t_{bèche} \leq 20$

Les dimensions d'un profile IPE 100 S235 respectent les deux premières conditions.

- Une bèche en IPE 140 en acier S235 est retenue.
- La profondeur totale : $d_0 = 140 \text{ mm}$
- La longueur efficace : $L_{eff} = 140 - 30 = 110 \text{ mm}$
- L'épaisseur de scellement est de 30 mm .

Chapitre VIII : études des pieds des poteaux

VIII.6.1 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement

Dans le cas où l'effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation. D'après les résultats du chapitre 5 (calcul de portique) :

Combinaison $G + 1.5V$

$$N_{sd} = 135.54 \text{ kN}$$

VIII.6.2 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{v.Rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 245}{1,25} = 70,56 \text{ kN}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{v.Rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t.Rd}} = \frac{\frac{135.54}{4}}{28.85} + \frac{\frac{135.54}{4}}{70.56} = 1.65 > 1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

On choisit 4 tiges de classe 8.8

$$A_s = 640 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2 \quad d = 20 \text{ mm}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,368 \cdot 800 \cdot 640}{1,25} \cdot 10^{-3} = 150.73 \text{ kN}$$

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 640}{1,25} = 368.64 \text{ kN}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{v.Rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t.Rd}} = \frac{\frac{135.54}{4}}{150.73} + \frac{\frac{135.54}{4}}{368.64} = 0.31 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pour 4 tiges M20 en classe 8.8

VIII.6.3 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

Pour un boulon d'ancrages :

$$\frac{N_{sd}}{4} \leq F_{anc.Rd}$$

La résistance d'ancrages en traction d'une tige d'ancrages est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l + 6.4r + 3.5l_2)$$

Chapitre VIII : études des pieds des poteaux

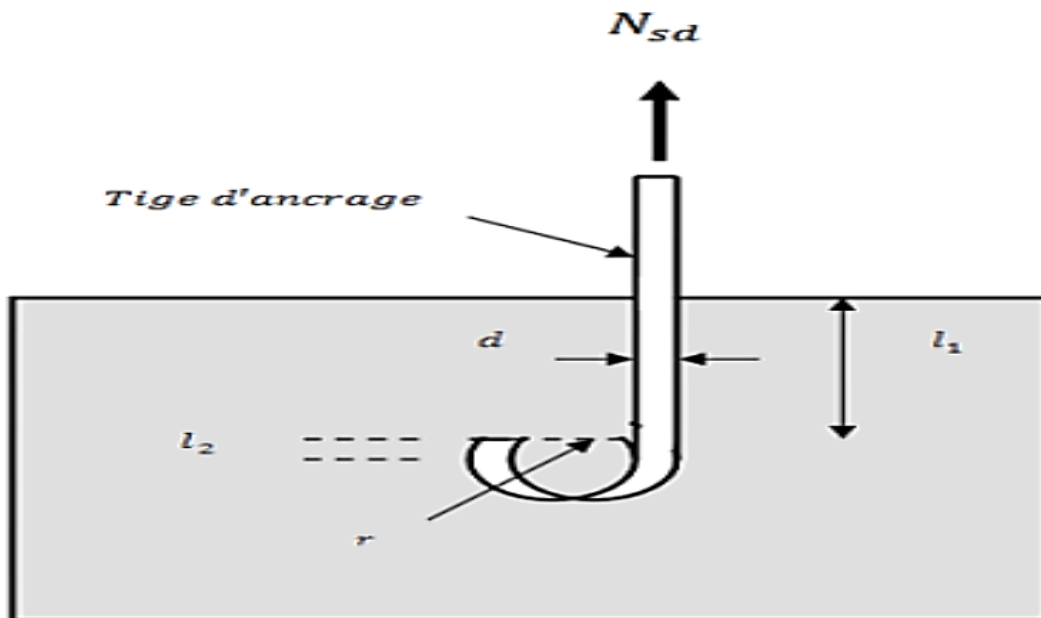


Figure 6: Tige d'ancrage

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

La largeur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L'EUROCODE de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b,reqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,reqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0,144 \times 20 \times \frac{400}{1,2} = 960 \text{ mm}$$

La résistance en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b,reqd} \cdot f_{bd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1,2 = 72,4 \text{ kN}$$

$$N_{sd}/4 = 135.54/4 = 33.89 \text{ kN} < 72.4 \text{ kN}$$

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES



Chapitres IX : études des fondations

IX.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

IX.2 Choix du type de fondation

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Le taux de charge transmise.
- La distance entre axes des poteaux.

IX.3 Charges à considérer

IX.4 Cas 1 dans le hangar

Selon le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol d'assise de notre ouvrage est :

$$\rho = 2 \text{ Bar}$$

IX.4.1 Dimensionnements de la semelle

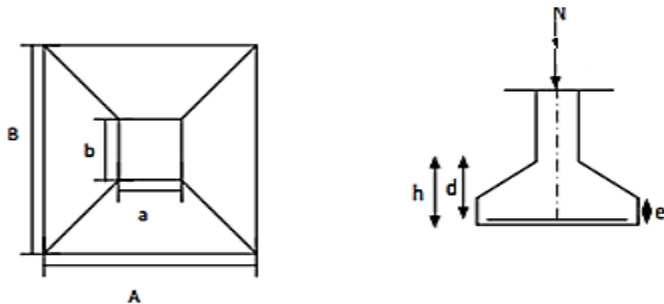


Figure 1: La semelle

Détermination de A et B

$$B > \sqrt{\left(\frac{b}{a}\right)} * \sqrt{\left(\frac{Ns}{\rho_{sol}}\right)}$$

Chapitres IX : études des fondations

$$A > \sqrt{\left(\frac{a}{b}\right)} * \sqrt{\left(\frac{Ns}{\rho_{sol}}\right)}$$

On a: b=390mm a=330mm

B>0.85 m

A>0.75 m

Donc on prend une semelle de dimensions (1.2 * 1.2) m²

Détermination de d et h : h= d + 5cm

$$\frac{B-b}{4} < d < A-a$$

$$\frac{0.85-0.39}{4} < d < 1.2-0.33$$

0.115 < d < 0.87

On prend d = 60 cm

H=60+5=65 cm

IX.4.2 Calcul de ferrillages

ELU	ELS
135.54 KN	87.07 KN

Tableau1: Effort a la base du poteau

ELU :

$$A_u = \frac{Nu * (A-a)}{8 * d * \rho}$$

$\rho_{st} = Fe / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.82 \text{ Mpa}$

$$A_u = \frac{135540 * (1200 - 330)}{8 * 550 * 347.83} = 63 \text{ mm}^2 = 0.63 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$A_s = \frac{Ns * (A-a)}{8 * d * \rho}$$

$\rho_{sol} = 213.34 \text{ Mpa}$

$$A_s = \frac{87070 * (850 - 330)}{8 * 550 * 213.34} = 48.14 \text{ mm}^2 = 0.49 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.49 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$

IX.4.3 Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_s = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_t \cdot 28}{f_e} = 506 \text{ mm}^2 = 5.06 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un ferrailage de **6T12 = 6.79 cm²**.

IX.4.4 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(10.4 ; 15 \text{ cm}) \text{ donc } e = 15 \text{ cm}$$

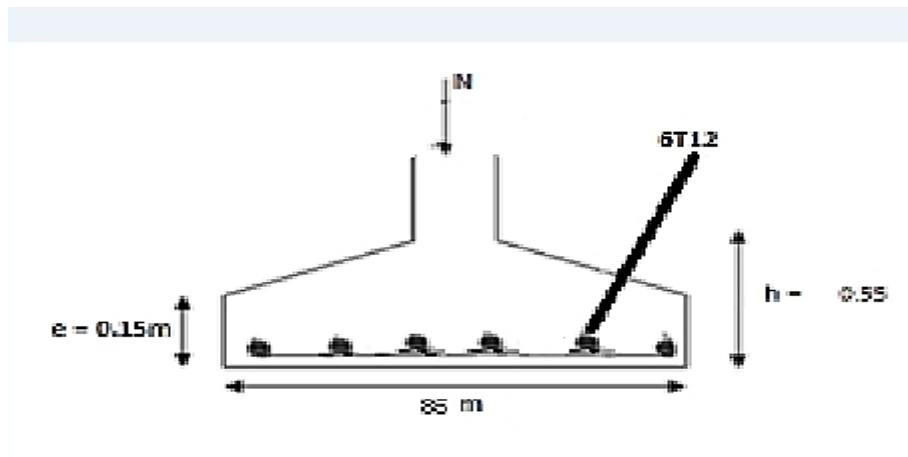


Figure 2: Ferrailage des semelles isolées

IX.5 Conclusion

- Nous choisissons pour la nappe inférieure des H12 espacés tous les 16 cm soit une section d'armature $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- Pour la nappe supérieure, on prend des armatures en HA12 espacées tous les 20 cm pour éviter la fissuration de retrait.

Chapitres IX : études des fondations

IX.6 Cas 2 dans l'appentis

Les efforts maximum résultants du logiciel robot pour la fondation la plus défavorable sont :

$$M_{sd} = -222.41 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 146.44 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = -129.86 \text{ KN}$$

Détermination de A et B

$$B > \sqrt{\left(\frac{b}{a}\right) * \sqrt{\left(\frac{N_s}{\rho_{sol}}\right)}}$$

$$A > \sqrt{\left(\frac{a}{b}\right) * \sqrt{\left(\frac{N_s}{\rho_{sol}}\right)}}$$

$$\text{On a: } b=390\text{mm} \quad a=330\text{mm}$$

$$B > 0.85 \text{ m}$$

$$A > 0.75 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions $(0.85 * 0.85) \text{ m}^2$

Détermination de d et h : $h = d + 5 \text{ cm}$

$$\frac{B-b}{4} < d < A-a$$

$$\frac{0.85-0.39}{4} < d < 0.85-0.33$$

$$0.115 < d < 0.52$$

On prend $d = 50 \text{ cm}$

$$H = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

IX.6.1 Calcul de ferrailages

ELU	ELS
146.44 KN	92.58 KN

Tableau2 : Effort a la base du poteau

ELU :

$$A_u = \frac{N_u * (A - a)}{8 * d * \rho}$$

Chapitres IX : études des fondations

$$\rho_{St} = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{146440 * (850 - 330)}{8 * 550 * 347.83} = 57.49 \text{ mm}^2 = 0.57 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$A_s = \frac{N_s * (A - a)}{8 * d * \rho}$$

$$\rho_{sol} = 213.34 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{92580 * (850 - 330)}{8 * 550 * 213.34} = 66.07 \text{ mm}^2 = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.66 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$

IX.6.2 Condition de non fragilité

$$A_s = 0.23 \frac{b * d * F_t 28}{f_e} = 506 \text{ mm}^2 = 5.06 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un ferrailage de **6T12 = 6.79 cm²**.

Conclusion :

- Nous choisissons pour la nappe intérieure des H12 espacés tous les 16cm soit une section d'armature $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

IX.7 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage. Elles doivent être recalculées pour résister à la traction sous une force égale à :

$$F = N/a > 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : effort normal maximal : 135.54 kN

α : Coefficient fonction de la zone sismique = 12

$$F = N/a = 135.54/12 = 11.3 \text{ kN on prend } 20 \text{ kN}$$

a. Armature longitudinales en traction simple

$$A_s = F / \rho_s = 0.02 / 213.34 = 0.93 \text{ cm}^2$$

b. Condition de non fragilité

30 cm * 40 cm.

Chapitres IX : études des fondations

$$A_s = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot F_t \cdot 28}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 35 \cdot 25 / 400 = 15.1 \text{ cm}^2$$

c. ferrailage minimum selon le RPA / version 2003

$$A_{s_{\min}} = 0.006 \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On opte a 6HA14=9.23cm²

d. Armature transversales :

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$A_{s_{\min}} > \frac{0.4 \cdot b_0 \cdot s_t}{F_e} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Avec : $s_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \phi_t)$

s_t est l'espacement des armatures transversales pris égale à 15cm.

On va prendre HA8 comme cadres pour les longrines avec un espacement de 15 cm

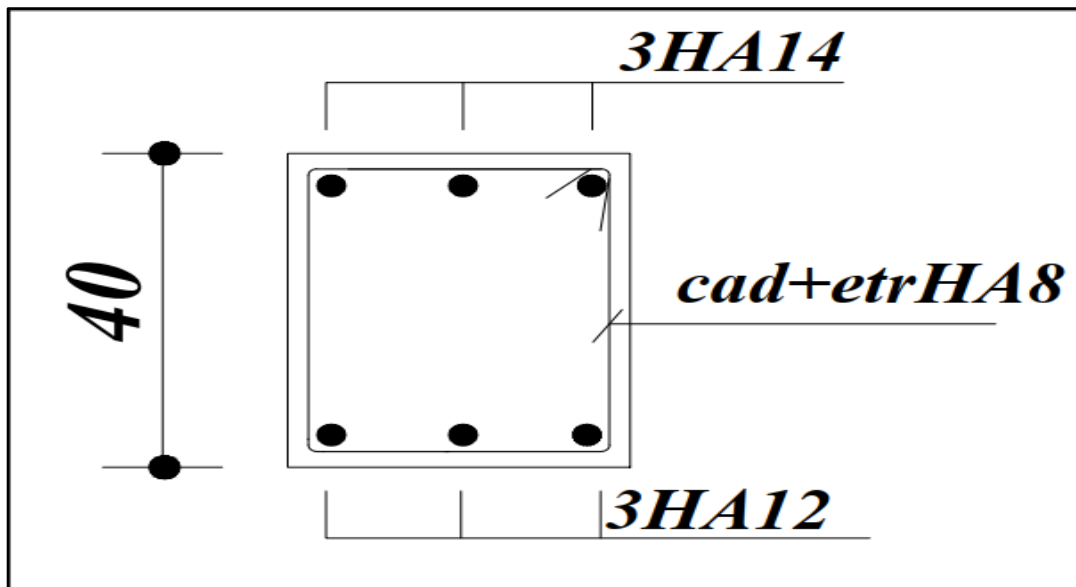


Figure 3: Ferrailages des longrines

CONCLUSION



Conclusion générale

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Dans ce contexte, notre projet de fin d'études nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel :

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.

L'utilisation du **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité.

La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.

Enfin, notre objectif final 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 nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

Bibliographie

- Règles neige et vent « RNV2013, D.T.R-B.C-2.47 ».
- Règles de calcul des structures en acier « EC3. Euro code 3 ».
- Règles de conception des structures en acier « CCM97 ».
- Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003 ».
- Le livre de M.LahlouDahmani « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique selon l'euro code 3 ».
- Béton armée aux états limites « BAEL 91 / Version 99 ».
- Projet de fin d'études (Université de BEJAIA)
(Université de TIZI OUZOU)
(Université de BOUMERDES)

Logiciels

ROBOT 2014

Auto CAD 2014

Annexes

Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

Diamètre nominal d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou d_0 (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
Ø rondelle..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale A(mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A_s(mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau 5 – Diamètre d_0 des trous de perçage pour boulons

d(mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36
d_0(mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33	39

Tableau 1 – Coefficient de frottement		
Classe	Caractéristiques	μ
A	Surfaces décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5	0,50
B	Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm	0,40
C	Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes	0,30
D	Surfaces non traitées	0,20

Tableau 7 – Catégories d'assemblages boulonnés		
Catégorie	Critères	Remarques
Attaches en cisaillement		
A En pression diamétrale	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
B Résistant au glissement à l'ELS	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
C Résistant au glissement à l'ELU	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
Attaches en traction		
D Sans précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
E Avec précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.

Valeur du coefficient de réductions (ksi)

Reduction factors χ for buckling curve c ($\alpha = 0.49$)											
λ	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9949	0.9895	0.9847	0.9797	0.9745	0.9695	0.9644	0.9593	0.9542	0.20
0.30	0.9491	0.9440	0.9389	0.9338	0.9286	0.9235	0.9183	0.9131	0.9078	0.9026	0.30
0.40	0.8973	0.8920	0.8867	0.8813	0.8760	0.8705	0.8651	0.8598	0.8544	0.8490	0.40
0.50	0.8430	0.8374	0.8317	0.8261	0.8204	0.8148	0.8092	0.8036	0.7979	0.7913	0.50
0.60	0.7854	0.7794	0.7735	0.7675	0.7614	0.7554	0.7493	0.7432	0.7370	0.7309	0.60
0.70	0.7247	0.7185	0.7123	0.7060	0.6998	0.6935	0.6873	0.6810	0.6747	0.6684	0.70
0.80	0.6622	0.6559	0.6496	0.6433	0.6371	0.6308	0.6246	0.6184	0.6122	0.6060	0.80
0.90	0.5998	0.5937	0.5876	0.5813	0.5755	0.5695	0.5635	0.5573	0.5515	0.5456	0.90
1.00	0.5399	0.5342	0.5284	0.5227	0.5171	0.5115	0.5059	0.5004	0.4950	0.4896	1.00
1.10	0.4842	0.4790	0.4737	0.4683	0.4634	0.4583	0.4533	0.4483	0.4434	0.4385	1.10
1.20	0.4338	0.4290	0.4243	0.4197	0.4151	0.4106	0.4061	0.4017	0.3974	0.3931	1.20
1.30	0.3858	0.3816	0.3765	0.3724	0.3684	0.3644	0.3604	0.3566	0.3528	0.3492	1.30
1.40	0.3492	0.3455	0.3419	0.3383	0.3348	0.3313	0.3279	0.3245	0.3211	0.3176	1.40
1.50	0.3145	0.3113	0.3081	0.3050	0.3019	0.2989	0.2959	0.2929	0.2900	0.2871	1.50
1.60	0.2842	0.2814	0.2786	0.2759	0.2732	0.2705	0.2679	0.2653	0.2627	0.2602	1.60
1.70	0.2577	0.2553	0.2528	0.2504	0.2481	0.2457	0.2434	0.2412	0.2389	0.2367	1.70
1.80	0.2345	0.2324	0.2302	0.2281	0.2260	0.2240	0.2220	0.2200	0.2180	0.2161	1.80
1.90	0.2141	0.2122	0.2104	0.2085	0.2067	0.2049	0.2031	0.2013	0.1996	0.1979	1.90
2.00	0.1962	0.1945	0.1929	0.1912	0.1896	0.1880	0.1864	0.1849	0.1833	0.1818	2.00
2.10	0.1803	0.1788	0.1774	0.1759	0.1745	0.1731	0.1717	0.1703	0.1689	0.1676	2.10
2.20	0.1662	0.1649	0.1636	0.1623	0.1611	0.1598	0.1585	0.1573	0.1561	0.1549	2.20
2.30	0.1537	0.1525	0.1514	0.1502	0.1491	0.1480	0.1469	0.1457	0.1446	0.1436	2.30
2.40	0.1425	0.1415	0.1404	0.1394	0.1384	0.1374	0.1364	0.1354	0.1344	0.1334	2.40
2.50	0.1325	0.1315	0.1306	0.1297	0.1287	0.1278	0.1269	0.1260	0.1252	0.1243	2.50
2.60	0.1234	0.1226	0.1217	0.1209	0.1201	0.1193	0.1184	0.1176	0.1168	0.1161	2.60
2.70	0.1153	0.1145	0.1137	0.1130	0.1122	0.1115	0.1108	0.1100	0.1093	0.1086	2.70
2.80	0.1078	0.1072	0.1065	0.1058	0.1051	0.1045	0.1038	0.1031	0.1025	0.1018	2.80
2.90	0.1012	0.1008	0.0999	0.0993	0.0987	0.0981	0.0975	0.0969	0.0963	0.0957	2.90
3.00	0.0951	0.0945	0.0939	0.0934	0.0928	0.0922	0.0917	0.0911	0.0906	0.0901	3.00
3.10	0.0895	0.0890	0.0885	0.0879	0.0874	0.0869	0.0864	0.0859	0.0854	0.0849	3.10
3.20	0.0844	0.0839	0.0835	0.0830	0.0825	0.0820	0.0816	0.0811	0.0806	0.0802	3.20
3.30	0.0797	0.0793	0.0789	0.0784	0.0780	0.0775	0.0771	0.0767	0.0763	0.0759	3.30
3.40	0.0754	0.0750	0.0746	0.0742	0.0738	0.0734	0.0730	0.0726	0.0722	0.0719	3.40
3.50	0.0715	0.0711	0.0707	0.0703	0.0700	0.0696	0.0692	0.0689	0.0685	0.0682	3.50
3.60	0.0678	0.0673	0.0671	0.0668	0.0664	0.0661	0.0657	0.0654	0.0651	0.0647	3.60

Reduction factors χ for buckling curve a ($\alpha = 0.21$)											
λ	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9978	0.9956	0.9934	0.9912	0.9890	0.9867	0.9844	0.9821	0.9798	0.20
0.30	0.9775	0.9751	0.9728	0.9704	0.9680	0.9655	0.9630	0.9605	0.9580	0.9554	0.30
0.40	0.9528	0.9501	0.9474	0.9447	0.9419	0.9391	0.9363	0.9333	0.9304	0.9273	0.40
0.50	0.9243	0.9211	0.9179	0.9147	0.9114	0.9080	0.9045	0.9010	0.8974	0.8937	0.50
0.60	0.8900	0.8862	0.8823	0.8783	0.8742	0.8700	0.8657	0.8614	0.8569	0.8524	0.60
0.70	0.8477	0.8430	0.8382	0.8332	0.8282	0.8230	0.8178	0.8124	0.8069	0.8014	0.70
0.80	0.7957	0.7909	0.7861	0.7811	0.7761	0.7709	0.7657	0.7604	0.7550	0.7495	0.80
0.90	0.7339	0.7293	0.7246	0.7198	0.7149	0.7100	0.7050	0.6999	0.6948	0.6896	0.90
1.00	0.6658	0.6608	0.6558	0.6508	0.6458	0.6406	0.6355	0.6304	0.6253	0.6202	1.00
1.10	0.5960	0.5902	0.5844	0.5787	0.5730	0.5673	0.5616	0.5559	0.5502	0.5445	1.10
1.20	0.5300	0.5237	0.5175	0.5114	0.5053	0.4993	0.4934	0.4875	0.4817	0.4760	1.20
1.30	0.4703	0.4640	0.4578	0.4518	0.4458	0.4399	0.4340	0.4282	0.4224	0.4168	1.30
1.40	0.4178	0.4113	0.4053	0.4003	0.3943	0.3884	0.3826	0.3768	0.3710	0.3653	1.40
1.50	0.3724	0.3652	0.3581	0.3501	0.3421	0.3341	0.3262	0.3184	0.3106	0.3029	1.50
1.60	0.3332	0.3256	0.3181	0.3108	0.3034	0.2961	0.2889	0.2817	0.2746	0.2676	1.60
1.70	0.2954	0.2863	0.2783	0.2702	0.2622	0.2543	0.2464	0.2386	0.2308	0.2230	1.70
1.80	0.2702	0.2607	0.2524	0.2442	0.2361	0.2281	0.2201	0.2122	0.2043	0.1965	1.80
1.90	0.2449	0.2349	0.2263	0.2180	0.2100	0.2020	0.1941	0.1862	0.1784	0.1706	1.90
2.00	0.2228	0.2125	0.2036	0.1950	0.1868	0.1787	0.1707	0.1628	0.1549	0.1470	2.00
2.10	0.2036	0.1931	0.1841	0.1753	0.1668	0.1584	0.1501	0.1419	0.1338	0.1258	2.10
2.20	0.1867	0.1761	0.1671	0.1582	0.1496	0.1412	0.1329	0.1247	0.1166	0.1086	2.20
2.30	0.1717	0.1610	0.1519	0.1430	0.1344	0.1260	0.1177	0.1095	0.1014	0.0934	2.30
2.40	0.1585	0.1478	0.1386	0.1300	0.1216	0.1134	0.1052	0.0971	0.0891	0.0811	2.40
2.50	0.1467	0.1358	0.1274	0.1190	0.1108	0.1027	0.0946	0.0866	0.0786	0.0706	2.50
2.60	0.1362	0.1252	0.1168	0.1084	0.1002	0.0921	0.0841	0.0761	0.0681	0.0601	2.60
2.70	0.1267	0.1156	0.1071	0.0987	0.0905	0.0824	0.0744	0.0664	0.0584	0.0504	2.70
2.80	0.1182	0.1070	0.0985	0.0901	0.0819	0.0738	0.0658	0.0578	0.0498	0.0418	2.80
2.90	0.1105	0.1002	0.0917	0.0833	0.0751	0.0670	0.0590	0.0510	0.0430	0.0350	2.90
3.00	0.1036	0.0942	0.0857	0.0773	0.0690	0.0608	0.0528	0.0448	0.0368	0.0288	3.00
3.10	0.0972	0.0888	0.0803	0.0719	0.0636	0.0554	0.0473	0.0393	0.0313	0.0233	3.10
3.20	0.0915	0.0831	0.0746	0.0662	0.0579	0.0497	0.0416	0.0336	0.0256	0.0176	3.20
3.30	0.0862	0.0778	0.0693	0.0609	0.0526	0.0444	0.0363	0.0283	0.0203	0.0123	3.30
3.40	0.0814	0.0730	0.0645	0.0561	0.0478	0.0396	0.0315	0.0235	0.0155	0.0075	3.40
3.50	0.0769	0.0685	0.0600	0.0516	0.0433	0.0351	0.0270	0.0190	0.0110	0.0030	3.50
3.60	0.0728	0.0644	0.0559	0.0475	0.0392	0.0310	0.0229	0.0149	0.0069	0.0000	3.60

Reduction factors χ for buckling curve d ($\alpha = 0,75$)											
λ	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9921	0.9843	0.9765	0.9688	0.9611	0.9535	0.9459	0.9384	0.9309	0.20
0.30	0.9235	0.9160	0.9086	0.9013	0.8939	0.8866	0.8793	0.8721	0.8648	0.8576	0.30
0.40	0.8504	0.8432	0.8360	0.8289	0.8218	0.8146	0.8075	0.8005	0.7934	0.7864	0.40
0.50	0.7793	0.7723	0.7653	0.7583	0.7514	0.7444	0.7375	0.7306	0.7237	0.7169	0.50
0.60	0.7100	0.7032	0.6964	0.6897	0.6829	0.6762	0.6695	0.6629	0.6563	0.6497	0.60
0.70	0.6431	0.6365	0.6301	0.6237	0.6173	0.6109	0.6046	0.5983	0.5921	0.5859	0.70
0.80	0.5797	0.5736	0.5675	0.5615	0.5556	0.5496	0.5438	0.5379	0.5322	0.5265	0.80
0.90	0.5208	0.5152	0.5096	0.5041	0.4987	0.4933	0.4879	0.4825	0.4774	0.4722	0.90
1.00	0.4671	0.4620	0.4570	0.4521	0.4472	0.4423	0.4375	0.4328	0.4281	0.4235	1.00
1.10	0.4183	0.4144	0.4098	0.4055	0.4012	0.3969	0.3926	0.3884	0.3843	0.3802	1.10
1.20	0.3752	0.3722	0.3683	0.3644	0.3605	0.3566	0.3530	0.3493	0.3457	0.3421	1.20
1.30	0.3395	0.3350	0.3316	0.3282	0.3248	0.3215	0.3182	0.3150	0.3118	0.3086	1.30
1.40	0.3055	0.3024	0.2994	0.2964	0.2935	0.2906	0.2877	0.2849	0.2821	0.2793	1.40
1.50	0.2765	0.2739	0.2712	0.2686	0.2660	0.2635	0.2609	0.2585	0.2560	0.2536	1.50
1.60	0.2512	0.2488	0.2465	0.2442	0.2419	0.2397	0.2375	0.2353	0.2331	0.2310	1.60
1.70	0.2289	0.2268	0.2246	0.2224	0.2203	0.2182	0.2161	0.2140	0.2119	0.2112	1.70
1.80	0.2093	0.2075	0.2057	0.2039	0.2021	0.2004	0.1987	0.1970	0.1953	0.1936	1.80
1.90	0.1920	0.1904	0.1888	0.1872	0.1856	0.1841	0.1825	0.1810	0.1796	0.1781	1.90
2.00	0.1756	0.1752	0.1738	0.1724	0.1710	0.1696	0.1683	0.1669	0.1656	0.1643	2.00
2.10	0.1630	0.1617	0.1604	0.1582	0.1580	0.1567	0.1555	0.1543	0.1532	0.1520	2.10
2.20	0.1502	0.1497	0.1485	0.1474	0.1463	0.1452	0.1442	0.1431	0.1420	0.1410	2.20
2.30	0.1392	0.1389	0.1379	0.1369	0.1359	0.1349	0.1340	0.1330	0.1320	0.1311	2.30
2.40	0.1302	0.1292	0.1283	0.1274	0.1265	0.1257	0.1248	0.1239	0.1231	0.1222	2.40
2.50	0.1214	0.1205	0.1197	0.1189	0.1181	0.1173	0.1165	0.1157	0.1149	0.1142	2.50
2.60	0.1134	0.1127	0.1119	0.1112	0.1104	0.1097	0.1090	0.1083	0.1076	0.1069	2.60
2.70	0.1062	0.1055	0.1048	0.1042	0.1035	0.1029	0.1022	0.1016	0.1009	0.1003	2.70
2.80	0.0997	0.0990	0.0984	0.0978	0.0972	0.0966	0.0960	0.0954	0.0948	0.0943	2.80
2.90	0.0937	0.0931	0.0926	0.0920	0.0914	0.0909	0.0904	0.0898	0.0893	0.0888	2.90
3.00	0.0882	0.0877	0.0872	0.0867	0.0862	0.0857	0.0852	0.0847	0.0842	0.0837	3.00
3.10	0.0832	0.0828	0.0823	0.0818	0.0814	0.0809	0.0804	0.0800	0.0795	0.0791	3.10
3.20	0.0785	0.0782	0.0778	0.0773	0.0769	0.0765	0.0761	0.0757	0.0752	0.0748	3.20
3.30	0.0744	0.0740	0.0736	0.0732	0.0728	0.0724	0.0721	0.0717	0.0713	0.0709	3.30
3.40	0.0705	0.0702	0.0698	0.0694	0.0691	0.0687	0.0683	0.0680	0.0676	0.0673	3.40
3.50	0.0669	0.0666	0.0663	0.0659	0.0656	0.0652	0.0649	0.0646	0.0643	0.0639	3.50
3.60	0.0636	0.0633	0.0630	0.0627	0.0624	0.0620	0.0617	0.0614	0.0611	0.0606	3.60

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2		-0,5		-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2		+0,2		+0,2
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2		-0,6		-0,6
15°	+0,0		+0,0		+0,0					
	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

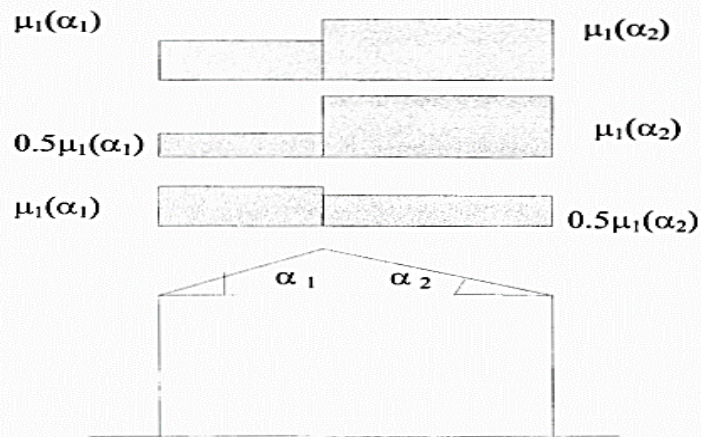


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants



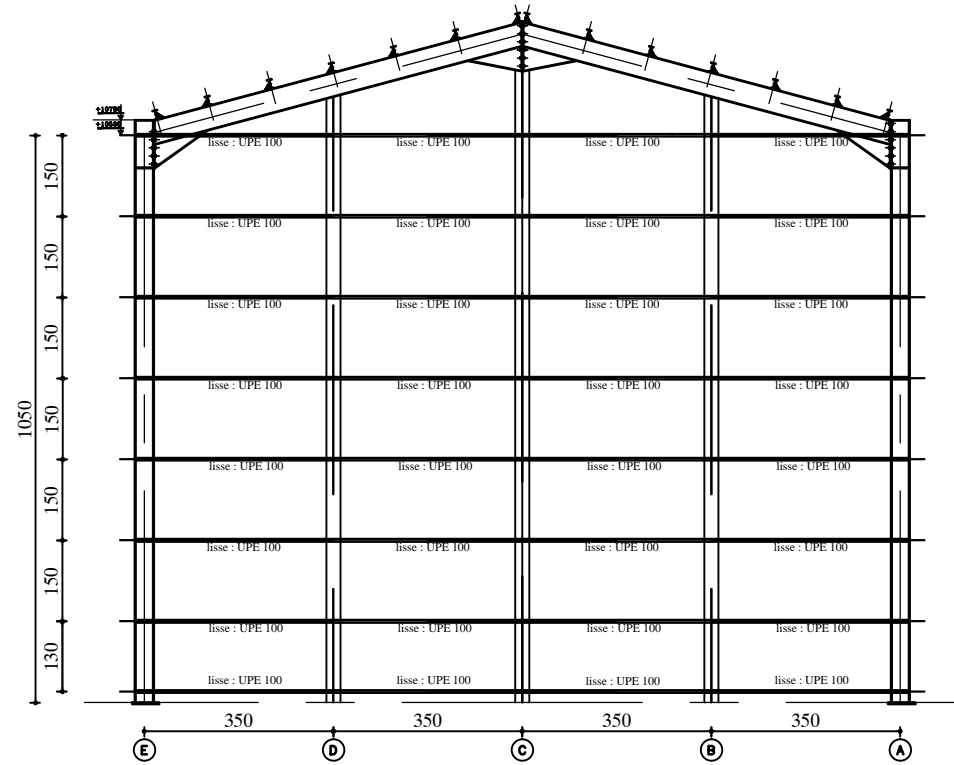
Acier S 275 JR ou S 235 JR selon
NF EN 10025
Long. 6m/6m200



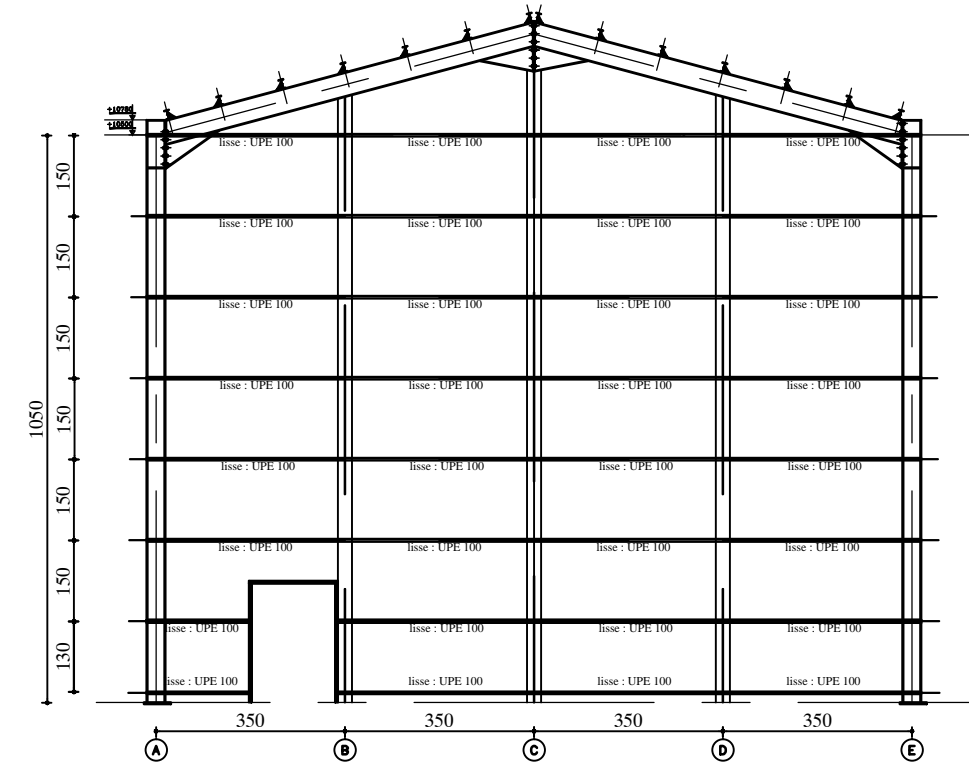
Dimensions en mm	Poids au mètre
8	0,390
10	0,620
12	0,890
14	1,210
16	1,580
18	2,000
20	2,470
22	2,980
25	3,854
28	4,830
30	5,550
35	7,550
40	9,860
45	12,500
50	15,400
60	22,200

Dimensions des barres rondes

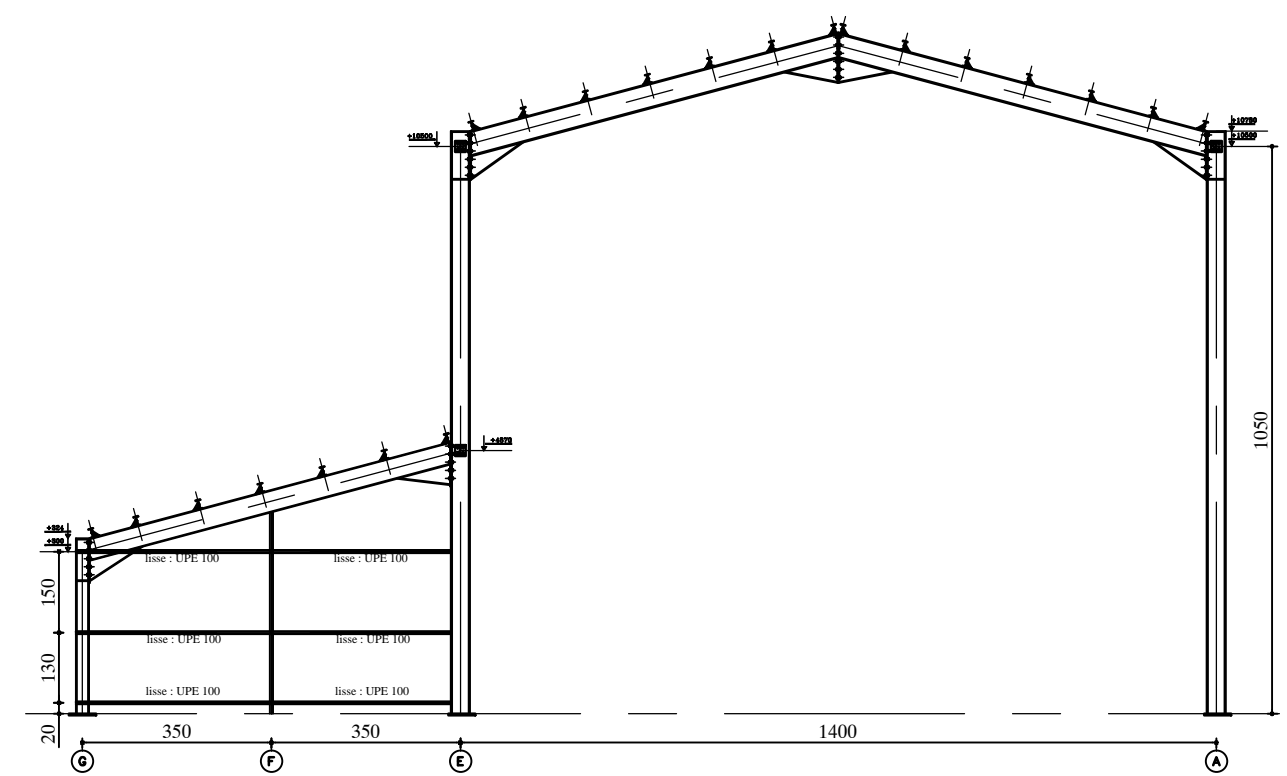
VUE EN FACADE PIGNON AXE -1-

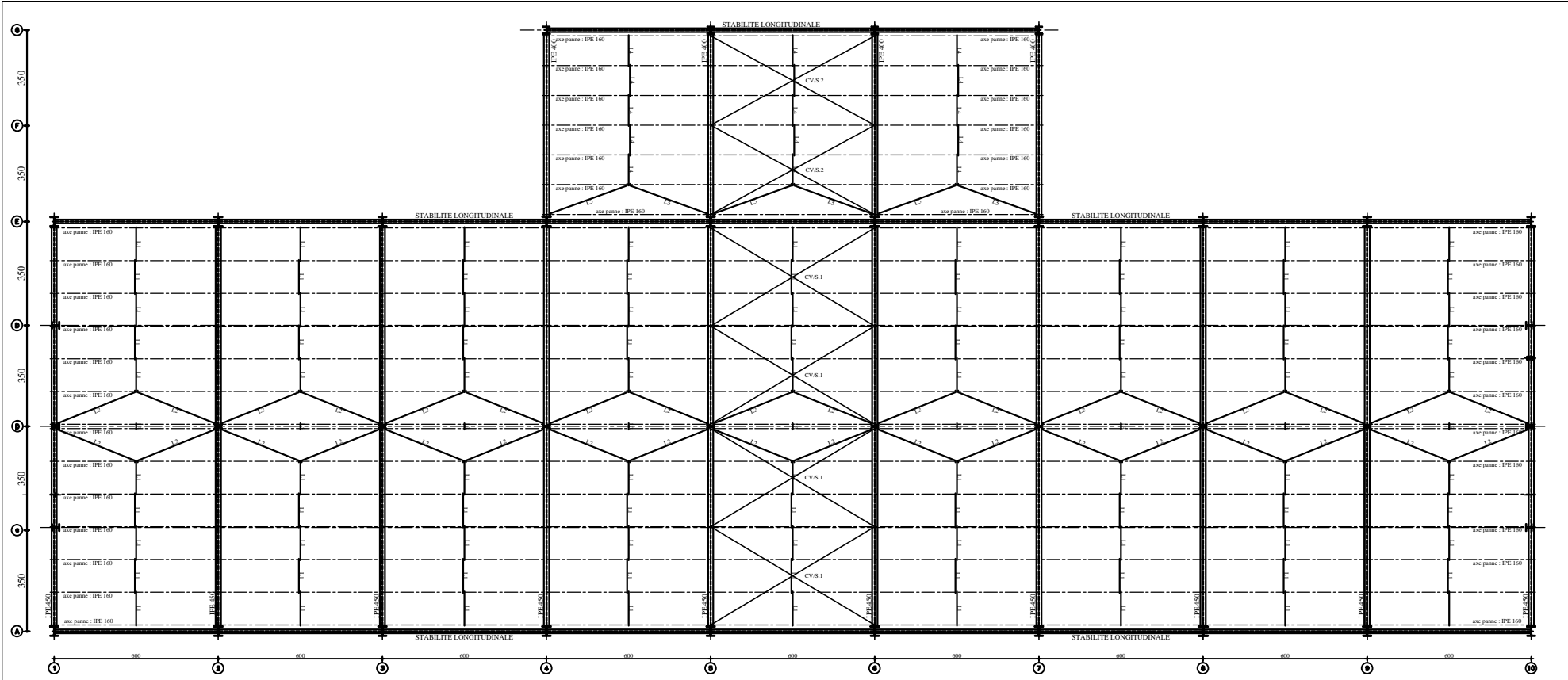


VUE EN FACADE PIGNON AXE -10-



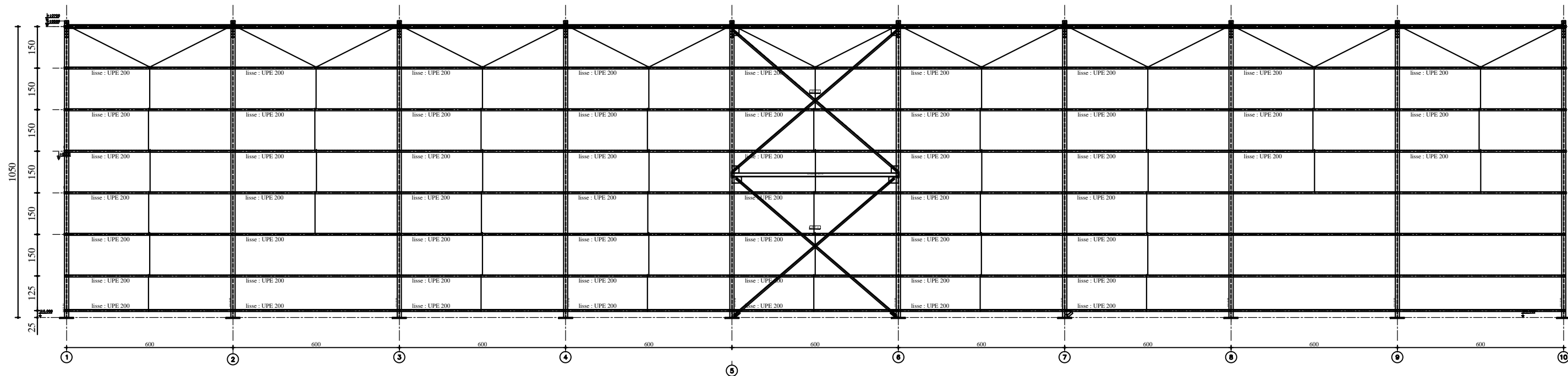
VUE EN coupe PIGNON AXE -4-



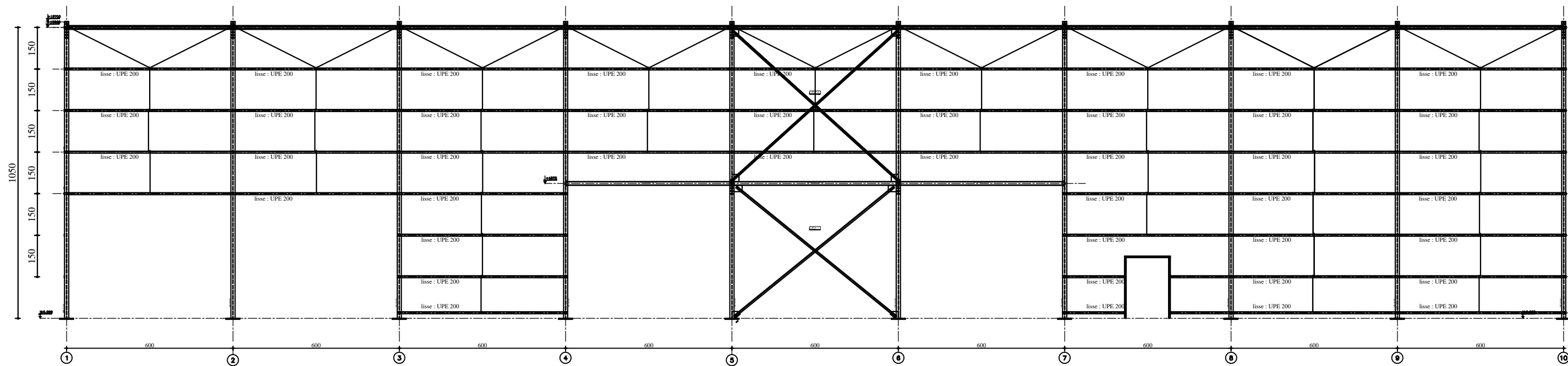


VUE D'ENSEMBLE

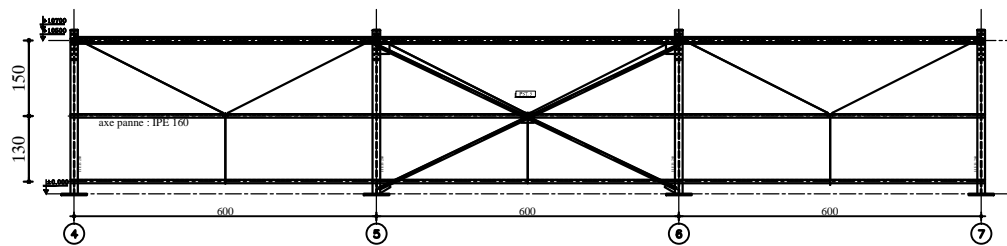
VUE EN FACADE FACADE AXE -A-

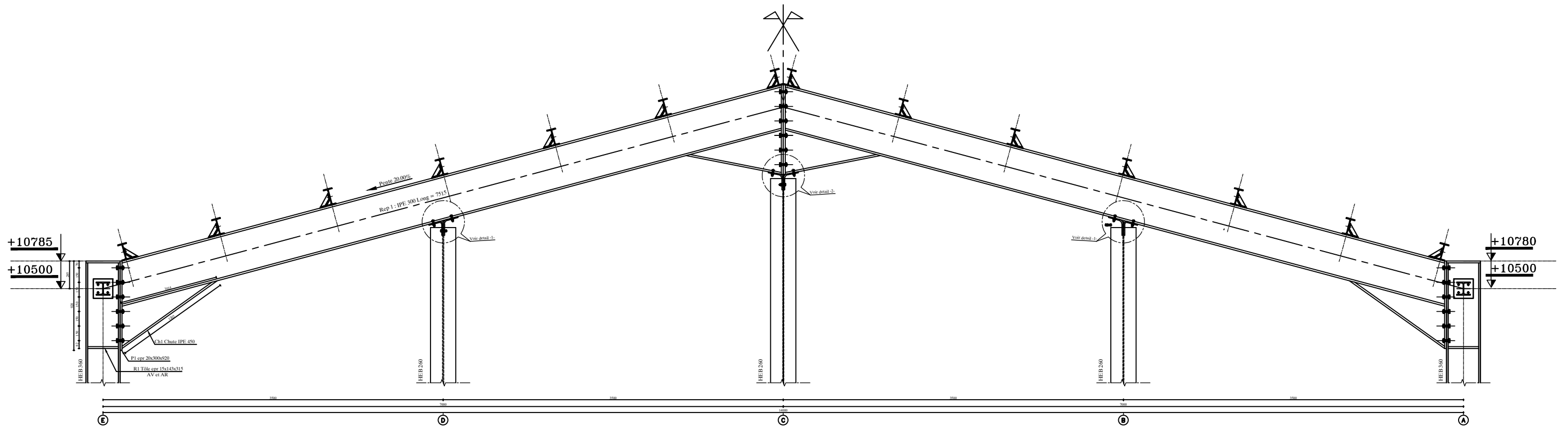


VUE EN FACADE FACADE AXE -E-



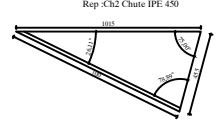
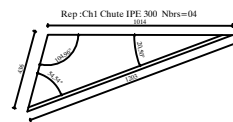
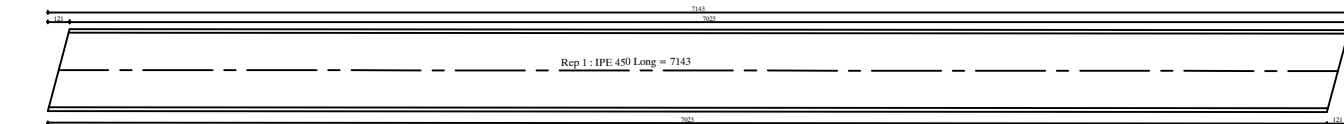
VUE EN FACADE FACADE AXE -G-



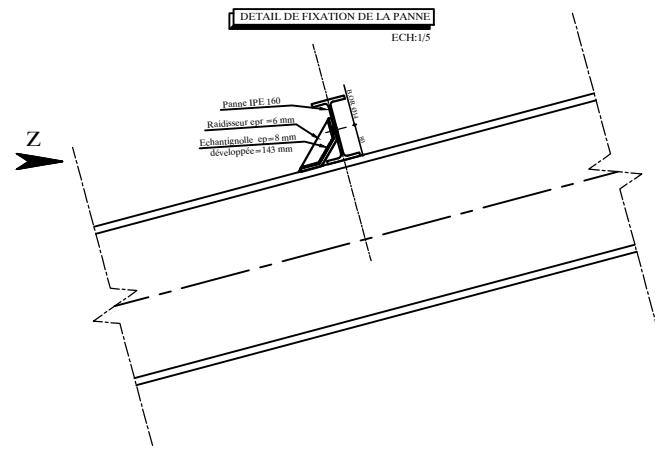


DETAIL DE TRAVERSES EN IPE 300
ECH: 1/10

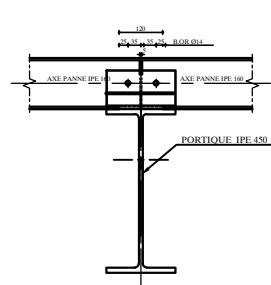
Rep 1 : IPE 300 Long = 7143



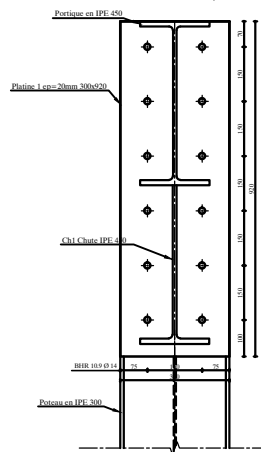
DETAIL DE FIXATION DE LA PANNE
ECH: 1/5



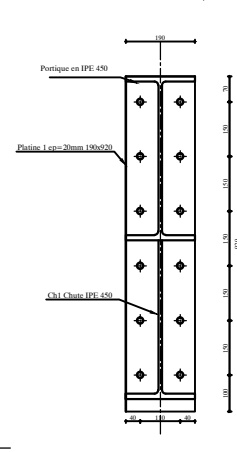
VUE SUIVANT - Z -



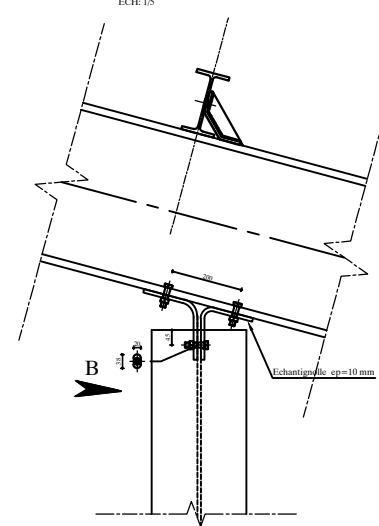
COUPE 1-1
ECH: 1/5



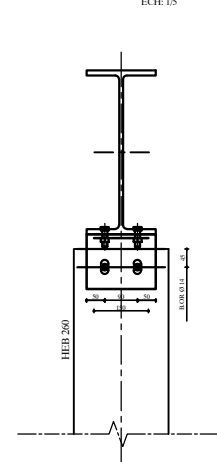
COUPE 2-2
ECH: 1/5

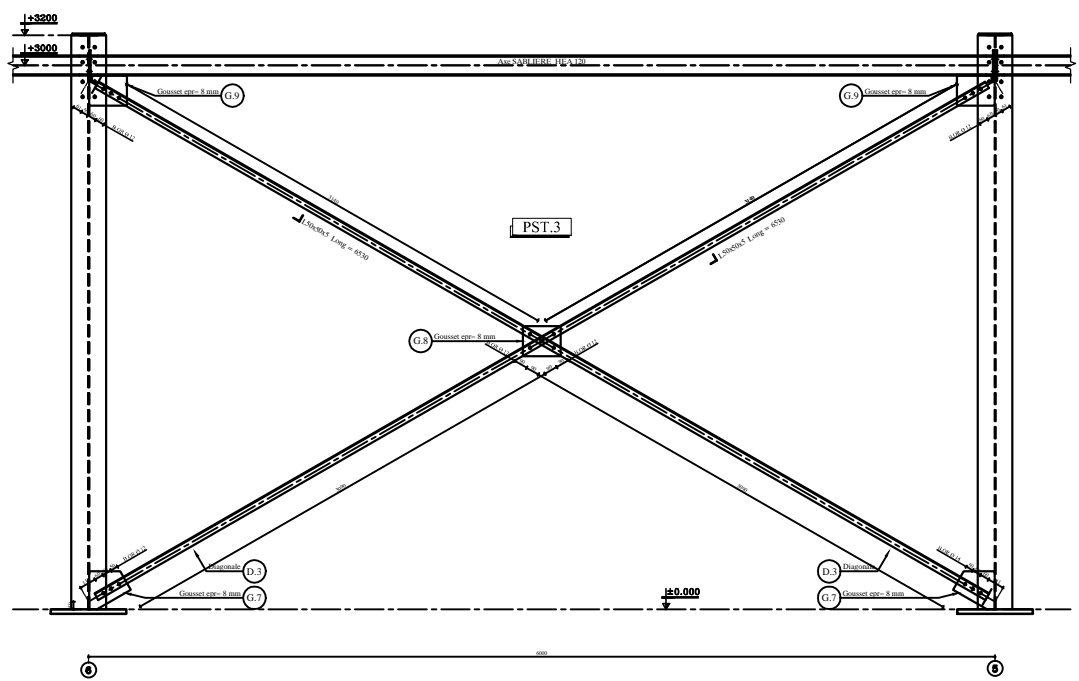
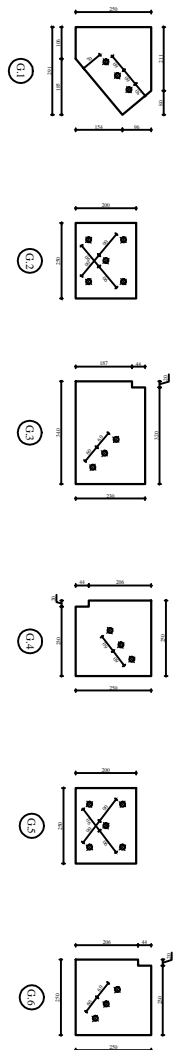
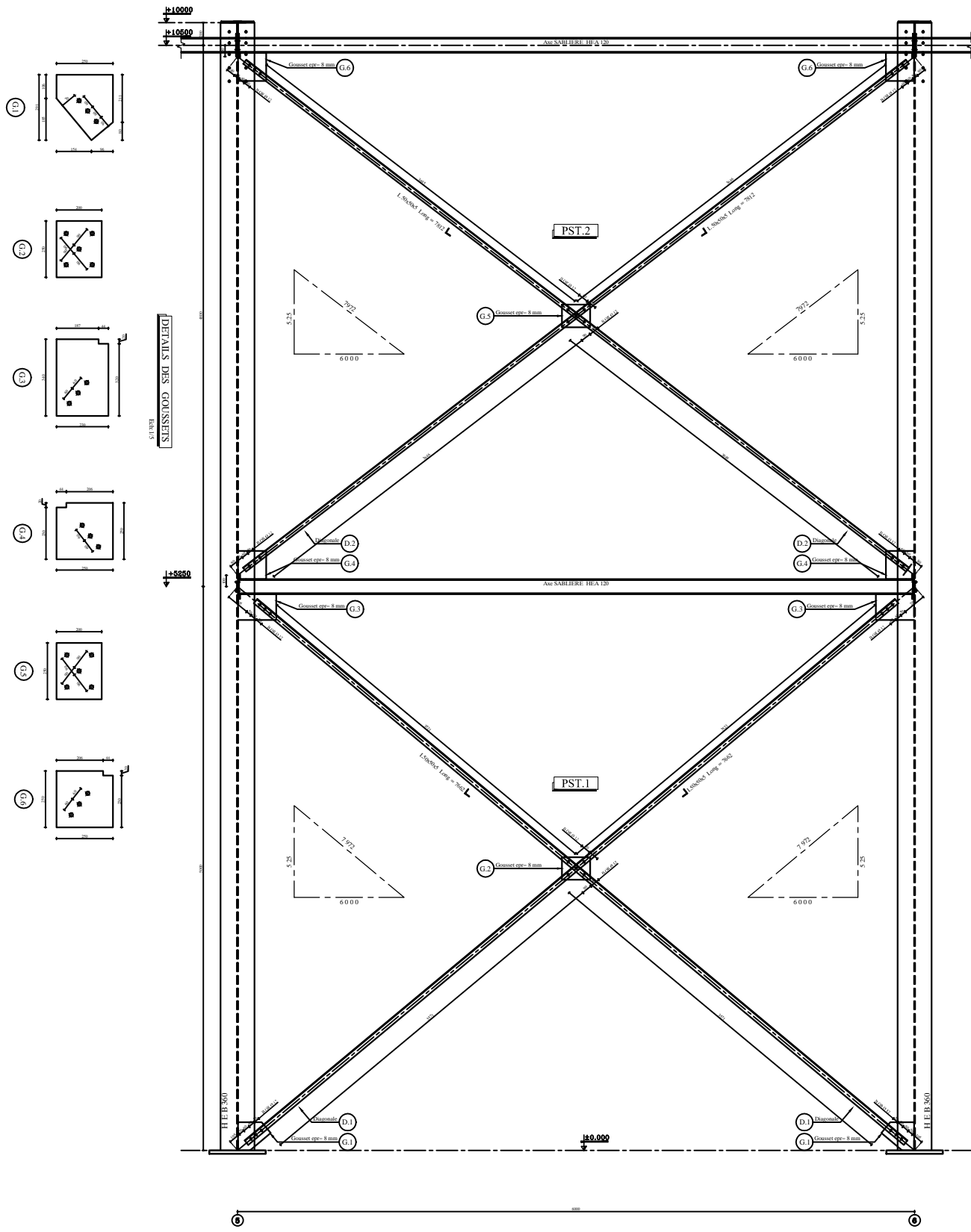


DETAIL 1-1
ECH: 1/5



VUE SUIVANT - B -
ECH: 1/5





DETAILS DES GOUSSETS

Ech: 1/5

