



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira – Bejaia

Faculté de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master 2 en Génie Civil

Option : Constructions métalliques

Thème :

***Calcul d'un showroom d'automobile
en construction métallique***

Réalisé par :

Ouadi Lyes

Ouadi Yahia

Promoteur : Mr. A. LARABAT ZIANE

Devant le jury : M^f BANOUNE.B

M^f HAZZAM .M

PROMOTION JUIN 2013

REMERCIEMENTS

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :
Avant tous, nous remercions le DIEU, tout puissant pour nous
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce
travail.*

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

*Et à notre promoteur LARABAT ZIANE A, pour avoir accepté
de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre
travail.*

*Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants de
l'université de BEJAIA qui ont contribué de près ou de loin
à notre formation.*

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

Dédicace :

J'ai l'honneur de dédier ce travail à :

Mes très chers parents, qui m'ont encouragés et soutenu tout au long de mon cursus, et aux quels je ne rendrai jamais assez.

A toute ma famille et mes amis et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2012-2013.

Lyes

J'ai l'honneur de dédier ce travail à :

Mes très chers parents, qui m'ont encouragés et soutenu tout au long de mon cursus, et aux quels je ne rendrai jamais assez, et ainsi que toute ma famille. Sans oublier mes amis.

Avec qui j'ai beaucoup partagé.

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2012-2013.

Yahia

NOTATION

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poisson (nu).
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.

f_u	Résistance limite de rupture.
V_u	Effort tranchant de calcul ultime.
a et b	Largeur de poteaux.
A et B	Largeur des semelles.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
h	Hauteur de la poutre et la semelle.
S_t	Espacement des armatures transversales.
l_f	Longueur de flambement.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : GENERALITE	
1. Introduction.....	2
2. Présentation de l'ouvrage.....	2
2.1. Dimension de l'ouvrage.....	2
3. Matériaux utilisés.....	2
3.1. Acier.....	2
3.2. Béton.....	2
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	
1. Introduction.....	4
2. Action du vent.....	4
2.1. Introduction.....	4
2.2. Coefficient de calcul.....	5
2.2.1. Calcul du coefficient dynamique C_d	5
2.2.2. Effet de la région.....	5
2.2.3. Effet de site.....	6
2.2.4. Détermination de la pression dynamique	6
2.3. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1).....	8
2.3.1. Coefficient de pression extérieur (C_{pe})	8
2.3.2. Calcul de la pression intérieur (C_{pi}).....	10
2.3.3. Calcul de la pression statique	10
2.4. Vent parallèle à la façade principale (sens V_2)	12
2.4.1. Coefficient de pression extérieur (C_{pe})	12
2.4.2. Calcul de la pression intérieur (C_{pi})	14
2.4.3. Calcul de la pression statique	14
2.5. Résumé de toutes les pressions exercées sur la structure.....	16
3. Action de la neige	18
4. Calcul les différentes actions exercées sur la structure	18
4.1. Calcul de la force de frottement	18
4.2. Action d'ensemble	19
4.3. Excentricité de la force globale horizontale.....	21
CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
1. Etude de bardage et la couverture.....	22
2. Calcul des pannes.....	22
2.1. Définition.....	22
2.2. Déterminations des charges et surcharges.....	23
2.3. Combinaisons des charges les plus défavorables.....	24
2.4. Combinaison d'actions.....	25
2.5. Pré dimensionnement.....	25
2.6. Dimensionnements des pannes.....	26
2.6.1. Les combinaisons de calcul.....	26
2.6.2. Déterminations des sollicitations.....	27
2.6.3. Vérification de la résistance des pannes.....	28
2.6.4. Déterminations des sollicitations.....	30
2.6.5. Vérification de la résistance des pannes.....	31
2.6.6. Vérification à L'ELS.....	34
3. Calcul des liernes.....	34
3.1. Introduction.....	34
3.2. Effort de traction.....	35
4. Calcul de l'échantignolle.....	37

SOMMAIRE

4.1. Introduction.....	37
4.2. Dimensionnement de l'échantignolle.....	37
4.2.1. Principe de dimensionnement.....	37
5. Calcul des lisses de bardage.....	39
5.1. Introduction.....	39
5.2. Déterminations des charges et surcharges.....	39
5.3. Combinaisons d'actions.....	39
5.4. Pré dimensionnement.....	40
5.5. Dimensionnement des lisses.....	40
5.5.1. Les combinaisons de calcul.....	40
5.5.2. Déterminations des sollicitations.....	41
5.5.3. Vérification de la résistance des lisses.....	41
5.5.5. Vérification au diversement	42
5.5.4. Vérification à L'ELS.....	42
6. Calcul des liernes.....	43
6.1. Effort de traction.....	43
7. Calcul des fermes.....	45
7.1. Introduction.....	45
7.2. Calcul des charges revenant à chaque nœud pour le versant droit.....	46
7.3. Calcul des forces selon les combinaisons de charge.....	47
7.4. Pré dimensionnement des éléments.....	47
7.4.1. Membrures supérieure.....	48
7.4.2. Membrures inférieure.....	48
7.4.3. Diagonales.....	48
7.4.4. Montants.....	48
7.5. Vérification des éléments comprimés au flambement.....	49
7.5.1. Membrures supérieure.....	49
7.5.2. Membrures inférieure.....	51
7.5.3. Diagonales.....	52
7.5.4. Montants.....	54
7.6. Conclusion.....	56
7.7. Vérification avec son poids propre réel.....	56
7.7.1. Vérification des éléments comprimés au flambement.....	56
7.8. Calcul des charges revenant à chaque nœud pour le versant gauche.....	57
7.9. Calcul des forces selon les combinaisons de charge.....	58
7.10. Pré dimensionnement des éléments.....	59
7.10.1. Membrures supérieure.....	59
7.10.2. Membrures inférieure.....	59
7.10.3. Diagonales.....	59
7.10.4. Montants.....	59
7.11. Vérification des éléments comprimés au flambement.....	60
7.11.1. Membrures supérieure.....	60
7.11.2. Membrures inférieure.....	61
7.11.3. Diagonales.....	61
7.11.4. Montants.....	62
7.12. Conclusion.....	63
7.13. Vérification avec son poids propre réel.....	64
7.13.1. Vérification des éléments comprimés au flambement.....	64
7.13.1.1. Membrures supérieure.....	64
7.13.1.2. Membrures inférieure.....	64

SOMMAIRE

7.13 .1.3. Diagonales.....	64
7.13.1.4. Montants.....	64
8. Calcul des potelets.....	65
8.1. Introduction.....	65
8.2. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé.....	65
8.2.1. Charges permanentes G (verticale concentrée).....	65
8.2.2. Surcharges climatique V.....	66
8.3. Dimensionnement du potelet.....	66
8.3.1. Vérification de la section a la résistance.....	66
8.3.2. Vérification des éléments aux instabilités.....	67
CHAPITRE IV : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS	
1. Introduction.....	71
2. Calcul de la poutre au vent en pignon :(versant droite).....	71
2.1. Evaluation des efforts horizontaux	71
2.2. Effort de traction dans les diagonales.....	72
2.3. Section de la diagonale.....	74
3. Calcul de la poutre au vent en pignon :(versant gauche).....	74
3.1. Evaluation des efforts horizontaux	74
3.2. Effort de traction dans les diagonales.....	75
3.3. Section de la diagonale.....	75
4. Calcul de la palée de stabilité en long pan (droite).....	76
5. Calcul de la palée de stabilité en long pan (gauche).....	77
6. Calcul de la palée de stabilité centrale.....	78
7. Calcul de la poutre sablière.....	80
7.1. Pré-dimensionnement de la poutre sablière droite	80
7.1.1Vérification des éléments aux instabilités.....	81
7.2. Pré-dimensionnement de la poutre sablière gauche	83
7.2.1Vérification de élément aux instabilités.....	84
8. Calcul de la poutre faitière.....	86
8.1. Pré-dimensionnement de la poutre faitière droite.....	86
8.1.1Vérification des éléments aux instabilités.....	86
8.2. Pré-dimensionnement de la poutre faitière gauche.....	89
8.2.1Vérification des éléments aux instabilités.....	89
CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE	
1. Introduction.....	93
2. Modélisation.....	93
3. Analyse de la structure.....	93
3.1. Type d'analyse	93
3.2. Méthodes de calcul	93
3.2.1Méthode statique équivalente.....	93
3.2.2Principe de la méthode spectrale	98
4.Analyse des résultats	103
4.1.Les combinaisons de calcul.....	103
4.2.Vérifications des résultats des forces sismiques.....	104
4.3.Vérification des déplacements.....	105
4.4.Effets de deuxième ordre.....	107
CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS	
1. Introduction	109
2. Vérification des éléments de la ferme (versant droite).....	109
3. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent.....	112

SOMMAIRE

3.1. Vérification a la traction.....	112
3.2. Vérification au flambement	112
4. Vérification de la poutre sablière	113
4.1. Les sollicitations	113
4.2. Vérification a l'effort normal	114
4.3. Vérification aux instabilités.....	114
5. Vérification de la poutre faitière	115
5.1. Les sollicitations	115
5.2. Vérification a l'effort normal.....	115
5.3. Vérification aux instabilités.....	116
6. Vérification des diagonales de la palée de stabilité.....	117
6.1. Vérification a la traction.....	117
6.2. Vérification au flambement.	117
7. Vérification des poteaux.....	119
7.1. Vérification a la résistance.....	119
7.2. Vérification de l'élément aux instabilités.	120
8. Vérification de la flèche de la ferme.	124
9. Calcul des ciseaux.	124
CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES	
1. Introduction.....	126
2. Assemblage des éléments de la ferme.....	126
2.1. Pré-dimensionnement du gousset.....	126
2.2. Pré-dimensionnement de la gorge.....	126
3. Assemblage poteau-ferme.....	129
3.1. Disposition des boulons.....	129
3.1.1. Détermination des efforts dans les boulons.....	129
3.1.2. Dimensionnement des boulons.....	130
3.2. Vérification.....	131
3.2.1. A l'assemblage trop long.....	131
3.2.2. Au poinçonnement.....	132
3.2.3. La pression diamétrale.....	132
4. Assemblage de couvre joint de la ferme.....	133
4.1. Détail d'assemblage du couvre joint.....	133
4.2. Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme.....	134
4.3. Vérifications.....	136
4.3.1. A l'assemblage trop long.....	136
4.3.2. La pression diamétrale.....	136
4.3.3. Rupture de la section nette.....	136
5. Assemblage des éléments de la Poutre au vent.....	138
5.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset.....	138
5.2. Vérifications.....	139
5.2.1. La pression diamétrale.....	139
5.2.2. Rupture de la section nette.....	140
5.3. Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme.....	140
6. Assemblage de l'échantignole.....	142
6.1. Assemblage de la panne sur l'échantignolle.....	142
6.2. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure.....	143
7. Assemblage poteau- poutre sablière.....	144
7.1. Assemblage poteau – platine.....	144
7.1.1. Dimensionnement des boulons.....	144

SOMMAIRE

7.1.2. Vérifications nécessaires.....	144
7.2. Assemblage platine – poutre sablière.....	145
7.2.1. Calcul des gorges de soudure.....	145
7.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons.....	145
7.2.3. Vérifications.....	145
8. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités).....	147
8.1. Assemblage gousset-nœud du portique.....	147
8.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique.....	148
8.3. Vérification	149
8.3.1. Assemblage trop long.....	149
8.3.2. Pression diamétrale.....	149
8.3.3. Rupture de la section nette.....	149
8.4. Assemblage palée en croix.....	149
8.5. Vérification.....	150
9. Dimensionnement de la tige d'ancrage de poteaux.....	151
9.1. Vérification de la tige d'ancrage.....	152
9.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	153
9.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	154
10. Dimensionnement de la tige d'ancrage de potelet.....	156
10.1. Vérification de la tige d'ancrage.....	156
10.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation.....	157
10.3. Détermination de l'épaisseur de la platine.....	157
CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
1. Introduction.....	158
2. Calcul des fondations.....	158
2.1. Détermination des sollicitations.....	158
2.2. Pré-dimensionnement de la semelle de poteau (type1).....	159
2.3. Dimensionnement de la semelle.....	160
2.4. Vérification des contraintes.....	162
2.5. Vérification de la stabilité au renversement	164
2.6. Détermination des armatures de la semelle	164
2.7. Pré-dimensionnement de la semelle des poteaux centraux (type2).....	169
2.8. Dimensionnement de la semelle de potelet (type3).....	173
2.9. Calcul des armatures	174
3. Calcul des longrines.....	175
3.1. Introduction.....	175
3.2. Pré-dimensionnement	175
3.3. Ferrailage.....	175
4. Ferrailage des futs.....	177
CHAPITRE IX : VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE	
1. Introduction.....	180
2. Détermination de moment de renversement	180
2.1. Cas du vent.....	180
2.2. Cas du séisme.....	184
CHAPITRE X : PRESENTATION DE LOGICIELE TEKLA STRUCTURES	
1. Introduction	187
2. Les principaux avantages de Tekla Structures	187
3. Collaboration autour d'un projet	190
-Conclusion générale.....	191
-Plan	

SOMMAIRE

-Références bibliographiques.

-Annexe.

LISTE DES FIGURES

I.1-Façade principale	3
I.2-Vue en 3D de la structure	3
II.1-Présentation des directions du vent sur la structure en 3D	4
II.2-Vent perpendiculaire à la façade principale.....	5
II.3-Vent parallèle à la façade principale	5
II.4-Répartition des pressions dynamique (N/m2).....	8
II.5-Zone de pression pour les parois verticales.....	9
II.6-Répartition de C_{pe10} sur façade principale.....	9
II.7-Zone de pression pour la toiture.....	10
II.8-Zone de pression pour les parois verticales	13
II.9-Répartition de C_{pe10} sur la façade latérale gauche.....	13
II.10-Zone de pression pour la toiture.....	14
II.11-Action de la neige.....	18
II.12-Force résultante(V1).....	20
II.13-Force résultante(V2).....	21
II.14-Excentricité de la force globale(V1).....	21
II.15-Excentricité de la force globale(V2).....	21
III.1-La pente de calcul	22
III.2-Schéma statique sous charge d'entretien.....	23
III.3-Moment due à la charge d'entretien.....	24
III.4-Présentation du lierne.....	35
III.5-Les schémas statiques.....	35
III.6-Représentation des efforts.....	35
III.7-Echantignole.....	37
III.8-Les schémas statiques.....	43
III.9-Représentation des efforts.....	43
III.10-Schéma statique de la ferme.....	45
III.11-Doubles cornières.....	49
III.12-Schéma statique du potelet.....	65
IV.1-Schéma statique de la poutre au vent droite.....	71
IV.2-Schéma statique de la poutre au vent droite.....	72
IV.3-Présentations des forces sur le nœud.....	73
IV.4-Schéma statique de la poutre au vent gauche.....	74
IV.5-Schéma statique de palée de stabilité en long pan.....	76
IV.6-Schéma statique de palée de stabilité au niveau du poteau central.....	78
IV.7-Schéma statique de la poutre sablière.....	80
V.1-Mode de déformation (1) de la partie droite.....	100
V.2-Mode de déformation (2) de la partie droite.....	100
V.3-Mode de déformation (3) de la partie droite.....	101
V.4-Mode de déformation (1) de la partie gauche.....	102

LISTE DES FIGURES

V.5-Mode de déformation (2) de la partie gauche.....	102
V.6-Mode de déformation (3) de la partie gauche.....	103
VII.1-Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme.....	127
VII.2-Longueurs des soudures.....	127
VII.3-Détail assemblage ferme – poteau.....	129
VII.4-Distribution des efforts.....	130
VII.5-Détail d’assemblage des deux éléments de la ferme.....	134
VII.6-Détail d’assemblage au sommet de la ferme.....	139
VII.7-Assemblage gousset – membrure supérieure.....	140
VII.8-Vue de face de l’échantignole.....	142
VII.9-Assemblage platine poutre par cordon de soudure.....	145
VII.10-Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.....	147
VII.11-Assemblage des diagonales sur gousset.....	148
VII.12-Tige d’encrage du pied du poteau.....	151
VII.13-Dispositions constructives.....	151
VII.14-Dispositions des tiges d’encrages.....	152
VII.15-Vérification de la section 2-2.....	155
VII.16-Vérification de la section 3-3.....	155
VIII.1-Dimension de la semelle.....	159
VIII.2-Schéma de ferrailage de la semelle type1.....	169
VIII.3-Schéma d’une semelle jumelle	169
VIII.4- Schéma de ferrailage de la semelle type 2(semelle jumelé).....	173
VIII.5- Schéma de la semelle de potelet	175
VIII.6- Schéma de ferrailage des longrines	177
VIII.7- Section du fut à ferrailer	177
VIII.8- Schéma de ferrailage des futs.....	179
IX.1-Résultantes des forces horizontales et verticales sur la partie droite de la façade Principale.....	181
IX.2-Résultantes des forces horizontales et verticales sur la partie gauche de la façade Principale.....	182
IX.3-Résultantes des forces horizontales et verticales sur la partie droite de la façade secondaire.....	183
IX.4-Résultantes des forces horizontales et verticales sur la partie gauche de la façade secondaire.....	184
X.1- Modèle en 3D de la sale avec tekla structure.....	187
X.2- Schéma d’exécution.....	188
X.3- Fabrication des éléments en atelier.....	189
X.4- Le montage des déférents éléments de la structure.....	189

LISTE DES TABLEAUX

II.1-Définition des catégories de terrain (tableau 2.4, chap. II RNV99).....	6
II.2-Les valeurs de C_r	7
II.3-Les valeurs de C_e	7
II.4-Les valeurs de la pression dynamique.....	7
II.5-Valeurs de $C_{pe.10}$ pour les parois verticales d'un hangar.....	9
II.6-Les valeurs C_{pe} pour la toiture.....	10
II.7-Pression sur les parois verticales ($C_{pi} = 0,8$).....	11
II.8-Pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$).....	11
II.9-Pression sur La toiture ($C_{pi} = 0,8$).....	12
II.10-Pression sur La toiture ($C_{pi} = -0,5$).....	12
II.11-Valeurs de $C_{pe.10}$ pour les parois verticales dans sens V2.....	13
II.12-Les valeurs C_{pe} pour la toiture.....	14
II.13-Pression sur les parois verticales ($C_{pi} = 0,8$).....	15
II.14-Pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$).....	15
II.15-Pression sur la toiture ($C_{pi} = 0,8$).....	16
II.16-Pression sur la toiture ($C_{pi} = -0,5$).....	16
II.17-Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V1).....	20
II.18-Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V1).....	20
III.1-Les efforts max dans les éléments de la ferme de versant droite.....	47
III.2-Les sections de la ferme choisies pour le versant droite.....	56
III.3-Les efforts max dans les éléments de la ferme avec son poids propre réel.....	56
III.4-Les sections de la ferme choisies pour le versant droite.....	57
III.5-Les efforts max dans les éléments de la ferme de versant gauche.....	58
III.6-Les sections de la ferme choisies pour le versant gauche.....	63
III.7-Les efforts max dans les éléments de la ferme avec son poids propre réel.....	64
III.8-Les sections de la ferme choisies pour le versant gauche.....	64
V.1-Pénalité de vérification.....	96
V.2-Pourcentage de participation de masse dans la partie droite.....	99
V.3-Pourcentage de participation de masse dans la partie gauche.....	101
V.4-Combinaisons de calcul.....	104
V.5-Vérification de l'effort tranchant à la base de la partie droite.....	104
V.6-Vérification de l'effort tranchant à la base de la partie gauche.....	104
V.7-Déplacement max en situation durable dans la partie droite.....	105
V.8-Déplacement max en situation durable dans la partie gauche.....	106
V.9-Déplacement relatif des niveaux dans la partie droite.....	106
V.10-Déplacement relatif des niveaux dans la partie gauche.....	107
V.11-Effet P- Δ suivant X-X dans la partie droite.....	108
V.12-Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie droite.....	108
V.13-Effet P- Δ suivant X-X dans la partie gauche.....	108
V.14-Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie gauche.....	108

LISTE DES TABLEAUX

VI.1-Vérification des éléments de la ferme versant droite.....	110
VI.2-Vérification des éléments avec le ROBOT (versant droite).....	111
VI.3-Vérification des éléments de la ferme versant gauche.....	111
VI.4-Vérification des éléments avec le ROBOT (versant gauche).....	111
VI.5-Les efforts dans les éléments de contreventement (versant droite).....	112
VI.6-Les efforts dans les éléments de contreventement (versant gauche).....	113
VI.7-Sollicitations dans la poutre sablière pour le versant droite.....	114
VI.8-Sollicitations dans la poutre sablière pour le versant gauche.....	115
VI.9-Sollicitations dans la poutre faitière pour le versant droite.....	115
VI.10-Sollicitations dans la poutre faitière pour le versant gauche.....	116
VI.11-Les efforts dans les éléments de contreventement dans le versant droit.....	117
VI.12-Les efforts dans les éléments de contreventement dans le versant gauche.....	119
VI.13-Sollicitations sur le poteau HEA450.....	119
VII.1-Efforts dans les éléments de la ferme de versant droite.....	126
VII.2-Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	126
VII.3-Dimension des cordons de soudure pour le versant droite.....	128
VII.4-Efforts dans les éléments de la ferme de versant gauche.....	128
VII.5-Dimension des cordons de soudure pour le versant gauche.....	129
VII.6-Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	147
VIII.1-Les sollicitations à la base des poteaux HEA450.....	158
VIII.2-Les sollicitations à la base de la semelle.....	161
VIII.3-Vérification des contraintes dans le sol.....	162
VIII.4-Les sollicitations à la base de la semelle.....	163
VIII.5-Vérification des contraintes dans le sol.....	164
VIII.6-Les armatures des semelles type 1.....	168
IX.1-Vent sur la façade principale ($C_{pi}=+0,8$.versant droite).....	180
IX.2-Vent sur la façade principale ($C_{pi}=-0,5$.versant droite).....	180
IX.3-Vent sur la façade principale ($C_{pi}=+0,8$.versant gauche).....	181
IX.4-Vent sur la façade principale ($C_{pi}=-0,5$.versant gauche).....	182
IX.5-Vent sur la façade secondaire ($C_{pi}=+0,8$.versant droite).....	182
IX.6-Vent sur la façade secondaire ($C_{pi}=-0,5$.versant droite).....	183
IX.7-Vent sur la façade secondaire ($C_{pi}=+0,8$.versant gauche).....	183
IX.8-Vent sur la façade secondaire ($C_{pi}=-0,5$.versant gauche).....	184
IX.9-Réaction à la base due aux effets sismiques dans la partie droite.....	184
IX.10-Vérification au renversement de la partie droite.....	185
IX.11-Réaction à la base due aux effets sismiques dans la partie gauche.....	185
IX.12-Vérification au renversement de la partie gauche.....	186

Introduction
Générale

Introduction générale

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Egypte et de nos jours les extraordinaires buildings.

Avec le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, notamment le secteur de l'habitation ou bien de la construction d'une façon plus générale a fait un pas énorme vers l'avant surtout avec la venue des fameux composants, désormais matériaux prépondérants dans la construction à savoir **le Béton et l'Acier**.

L'entrée sur scène de ce tandem allait rendre la devise < aller toujours plus haut >, chose courante, alors que jadis dépasser les vingt mètres en hauteur était chose totalement inconcevable.

Toutefois dans certain cas on aura souvent recours à un seul mode de construction et cela en fonction de certains paramètres techniques ou architecturaux.

Les ossatures métalliques plus courantes dans le domaine industriel se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, ceci a conduit certains pays gros producteurs d'acier, à utiliser en très grande quantité ce matériau, tels les USA ou le Japon.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'université A/Mira sur un projet réel .L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme Master II.

Chapitre I

Généralité

1. Introduction :

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'université de Bejaia sur un projet réel. Notre mission était de dimensionner les éléments d'un hangar en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur et de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master II.

2. Présentation de l'ouvrage :

Dans ce projet on s'intéresse à l'étude d'un hangar en charpente métallique pour l'exposition des voitures, implantée à ANNABA.

- Hypothèses climatique : zone B pour la neige, zone I pour le vent (selon le RNV99).
- Zone sismique : zone II (moyenne sismicité selon le RPA99V2003).
- Catégorie I : hangar pour l'exposition (selon le RNV99).

2.1. Dimension de l'ouvrage :

- Longueur total du l'hangar: 53,20 m.
- Largeur total du l'hangar : 48,30 m.
- Hauteur total du l'hangar : 10.93 m

3. Matériaux utilisés :

3.1. L'acier :

C'est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extrait de matières premières, naturelles tirées du sous-sol (mine de fer et de carbone).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235 caractérisé par :

- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Limite ultime : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de glissement : $G = 80770 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de contraction latéral (poisson) : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}$.
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

3.2. Béton:

C'est un matériau économique qui résiste bien à la compression. On utilise un béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPJ32,5 pour les éléments de fondations.

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- La classe du béton est C25/30
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-3} \text{ }^\circ\text{C}$.

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

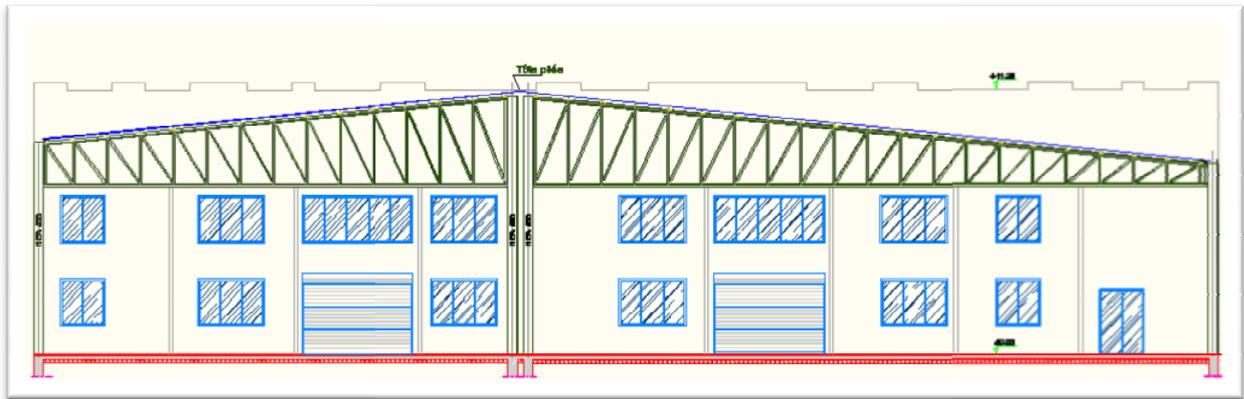
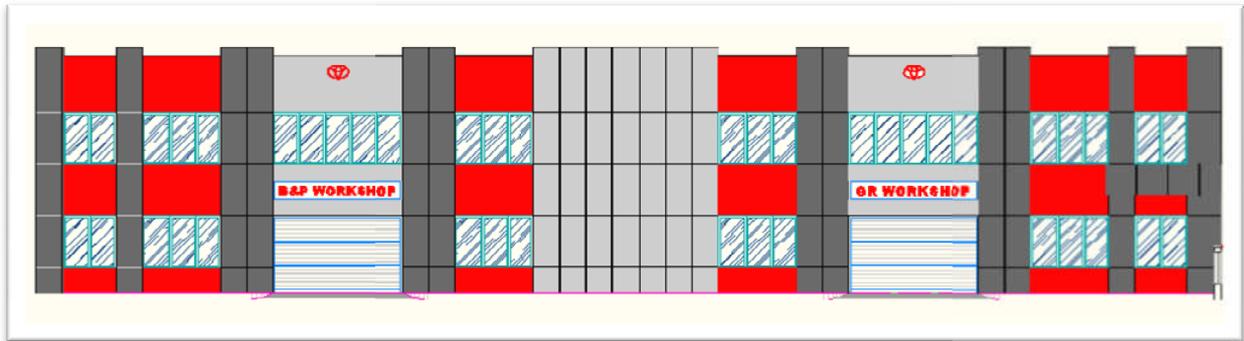


Figure I.1 : Façade principale

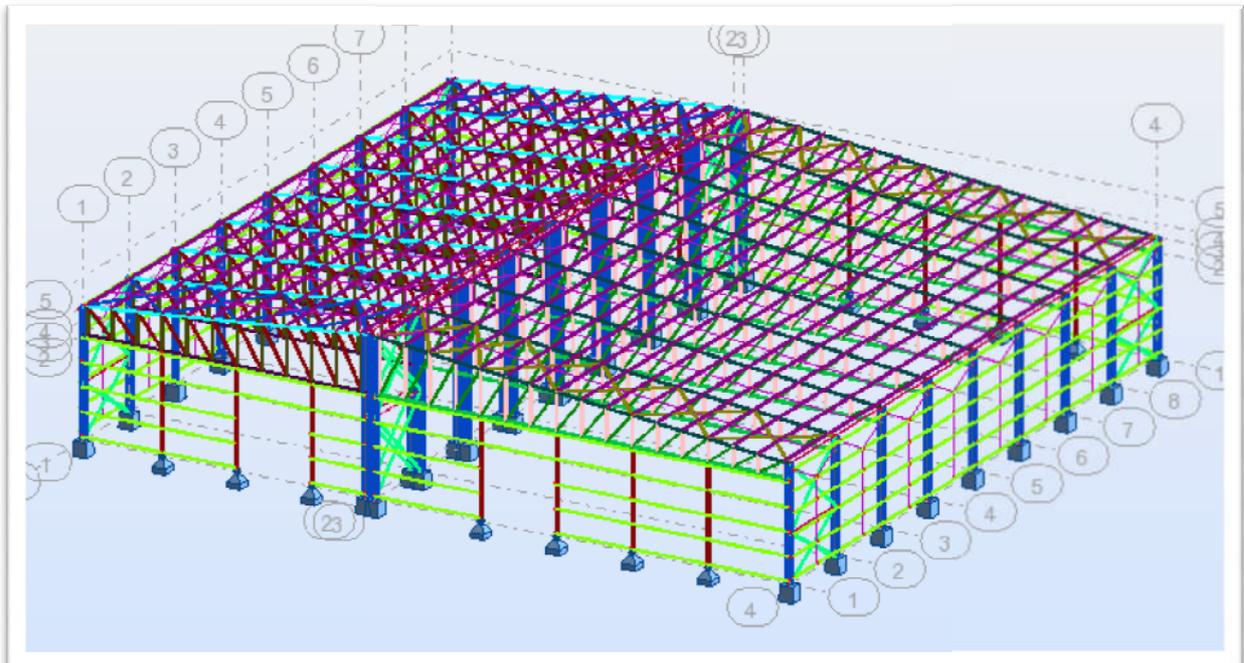


Figure I.2 : Vue en 3D de la salle

Chapitre II

Etude climatique

1. Introduction :

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter les problèmes, par exemple de fatigue ou de vibration.

2. Action du vent :

2.1. Introduction :

La surface terrestre est caractérisée par le mouvement des masses d'air qui résultent des différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire, provoquant ainsi différents niveaux de réchauffement et de pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, produisant ainsi ce que l'on appelle **le vent**.

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 et ceci dans toutes les directions possibles.

Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement Algérien NVA 99.

Le calcul doit être effectué séparément pour les quatre directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction

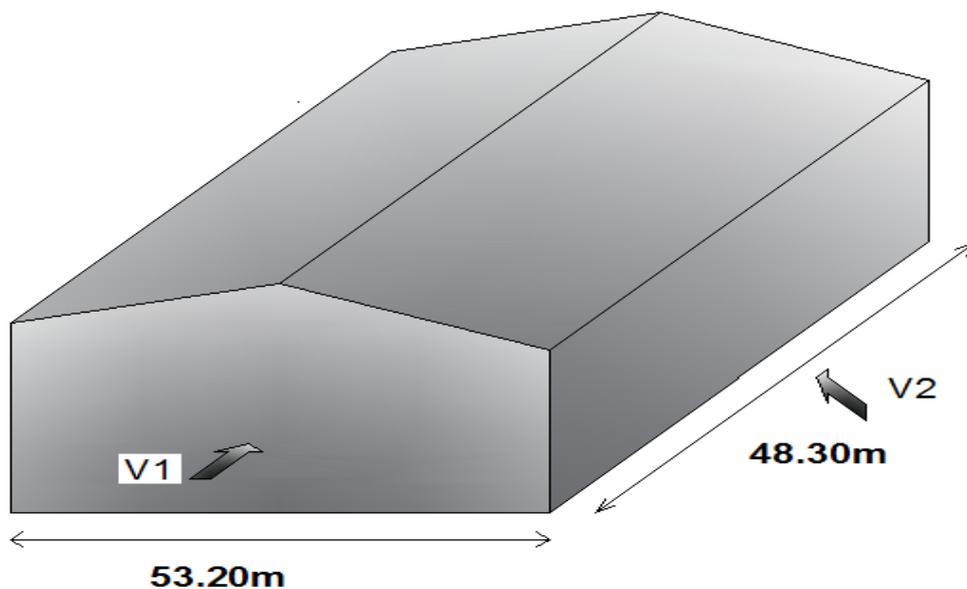


Figure II.1:présentation des directions du vent sur la structure en 3D

2.2. Coefficient de calcul :

2.2.1. Calcul du coefficient dynamique C_d :

Deux cas se présentent :

1^{er} cas : vent perpendiculaire à la façade principale :

$$b = 53,20 \text{ m}$$

$$h = 10,93 \text{ m}$$

$C_d = 0,88$ (reporter à la figure 3.2 ; RNV99).

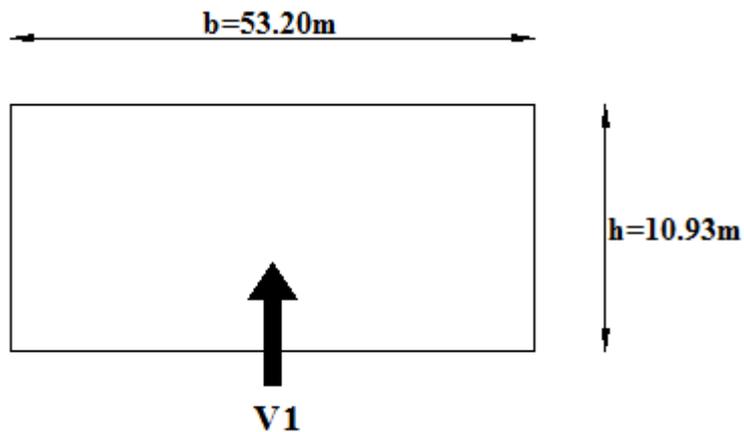


Figure. II.2: vent perpendiculaire à la façade principale.

2^{ème} cas : vent parallèle à la façade principale :

$$b = 48,30 \text{ m}$$

$$h = 10,93 \text{ m}$$

$C_d = 0,89$

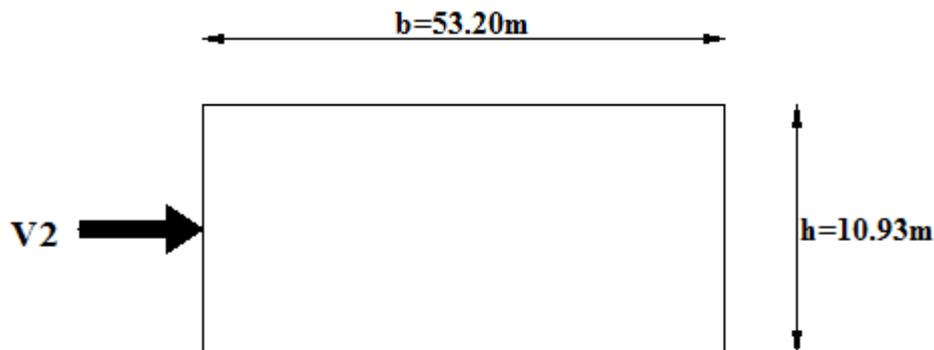


Figure II.3 : vent parallèle à la façade principale.

Et comme $C_d < 1,2$; la structure est sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent (chap. I, §3.2 du RNV99).

2.2.2. Effet de la région :

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2.3 du RNV99 (chap. II) : $q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$.

2.2.3. Effet de site :

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$

La catégorie de terrain est **III**, les valeurs des paramètres suivants sont données dans le tableau 2.1.

- K_T : facteur de terrain.
- $Z_0(m)$: paramètre de rugosité.
- $Z_{min}(m)$: hauteur minimale.

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
III	0,22	0,3	8

Tableau II.1 : définition des catégories de terrain (tableau 2.4, chap II RNV99).

2.2.4. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître –couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure 3.1.1(chp3), notre construction est sans planchers intermédiaire(hangar d'exposition des voiture) dont la hauteur est supérieur à **10 m (10,93m)** donc elle doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surface, de hauteurs égales h_i , n est donnée par la formule suivante :

$$n = E [h/3] ; \text{ soit } [h_i = h/n]$$

h : la hauteur totale

E : la partie entière

Donc :

$$*n = E [10,93/3] = 3 = \implies h_i = 10,93/3 = 3,643m$$

- la pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j)$$

Avec :

C_e : le coefficient d'exposition au vent.

Z_j : la distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élément j .

➤ Coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation (2.15-chapitre 2)

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln (Z/Z_0) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(z) = K_t \times \ln (Z_{min} /Z_0) & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Avec :

Z_0 : le paramètre de rugosité.

Z_{min} : la hauteur minimale.

Dans notre cas :

$$Z = 10,93 > Z_{min}$$

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	H(m)	Z(m)	C_r
1	3,643	1,821	0,722
2	3,643	5,464	0,722
3	3,643	9,107	0,740
Toiture	H(Toiture)	10,93	0,790

Tableau. II.2 Les valeurs de C_r .

➤ **Calcul de coefficient d'exposition (C_e) :**

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

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car $C_d = 0,89 < 1.2$

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad \text{Chap II RNVA 99 Art 3.3}$$

Niveau	C_t	$C_r(z)$	$C_t(z)^2$	$C_r(z)^2$	C_e
1	1	0,722	1	0,521	1,632
2	1	0,722	1	0,521	1,632
3	1	0,740	1	0,547	1,685
Toiture	1	0,790	1	0,624	1,840

Tableau. II.3 Les valeurs de C_e .

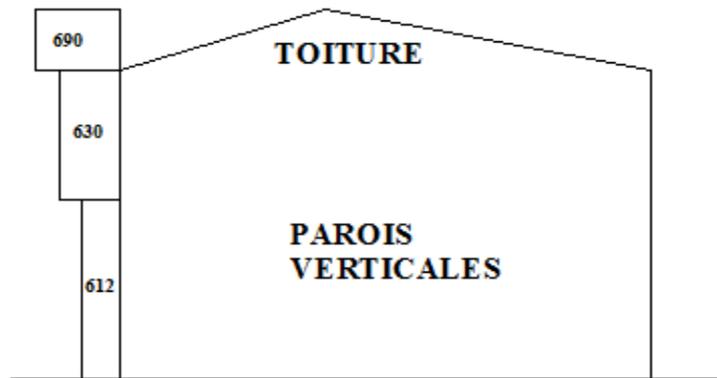
➤ **Valeur des pressions dynamiques q_{dyn} :**

- Selon la relation : * $q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j)$

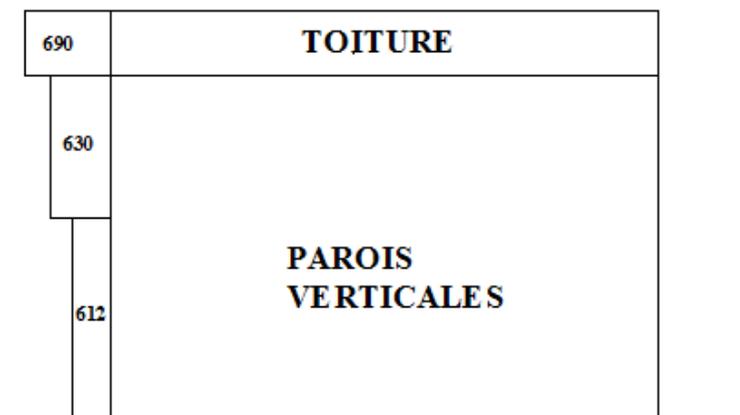
On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques sous le tableau suivant :

Niveau	q_{ref}	C_e	q_{dyn}
1	375	1,632	612
2	375	1,632	612
3	375	1,685	630
Toiture	375	1,840	690

Tableau. II.4 Les valeurs de la pression dynamique



a)- Vue principale



b)- vue latérale

Figure II.4 : répartition des pressions dynamique (N/m²).

2.3. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V1) :

2.3.1. Coefficient de pression extérieur (C_{pe}) :

Les différentes zones de pressions et les valeurs des coefficients C_{pe} pour chaque direction du vent considéré à partir du paragraphe 1.1.2, figure 5.1 et le tableau 5.1, chapitre 5 du RNV99.

➤ Parois verticales :

Pour cette direction du vent :

$$e = \min [b, 2h].$$

$$b = 53,20 \text{ m.}$$

$$h = 10,93 \text{ m.}$$

$$e = 21,86 \text{ m.}$$

On a : $e < d = 48,30 \text{ m.}$

$$\frac{e}{5} = \frac{21,86}{5} = 4,372$$

Zone A : 4,37 m

Zone B : 17,49 m

Zone C : 26,44 m

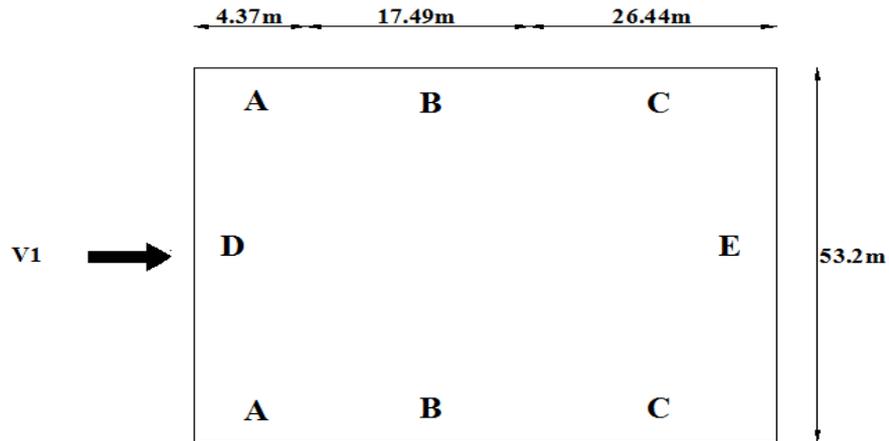


Figure II.5 : Zone de pression pour les parois verticales.

Les valeurs des coefficients de pression extérieure sont données dans le tableau suivant :

	A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.5 : $C_{pe.10}$ pour les parois verticales d'un hangar

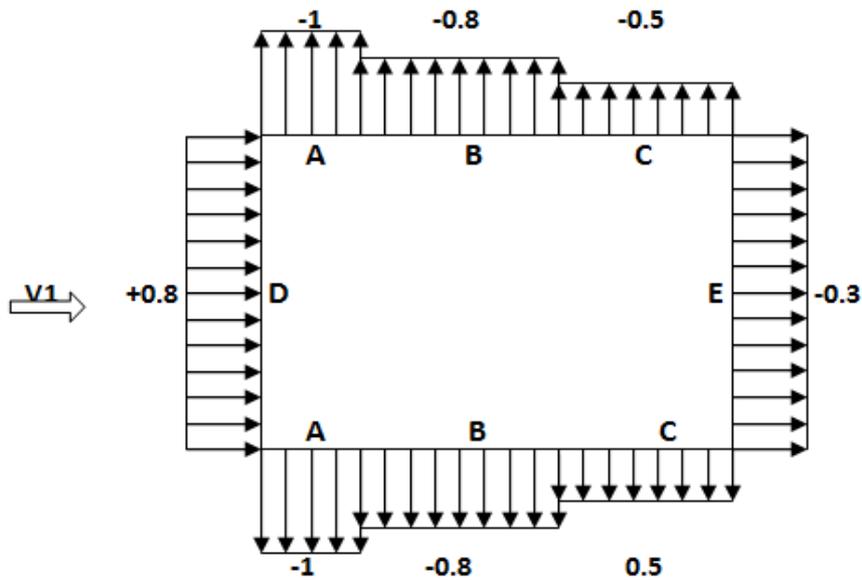


Figure II.6: répartition de C_{pe10} sur façade principale.

➤Toiture :

La direction du vent est $\Theta = 90^\circ$

$$\frac{e}{4} = \frac{21,86}{4} = 5,465m$$

$$\frac{e}{10} = \frac{21,86}{10} = 2,186 m$$

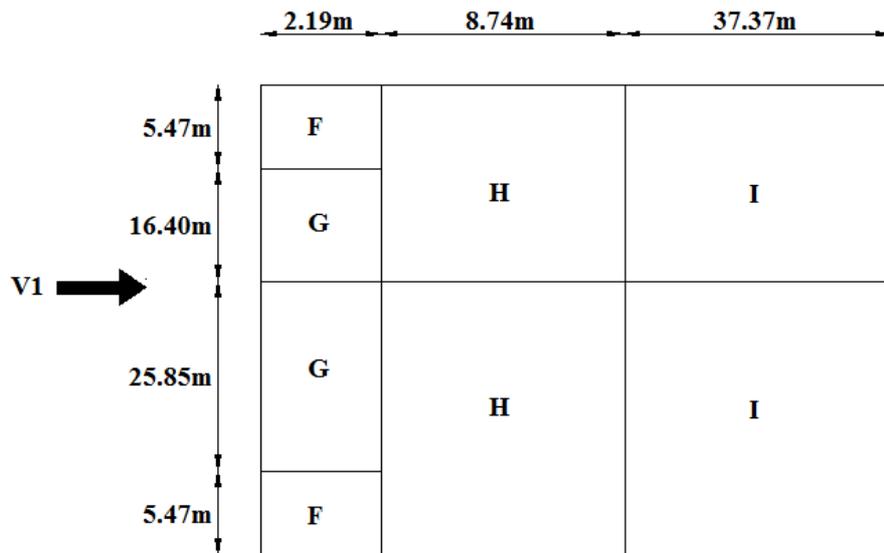


Figure II.7 : Zone de pression pour la toiture.

$\alpha_1 = \alpha_2 = 5,4^\circ$



Toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 alors il faut faire l'interpolation entre 5° et 15° pour la valeur de $C_e = C_{pe, 10}$

	F	G1	H1	I1
C_{pe}	-1,58	-1,3	-0,696	-0,5

Tableau II.6 : les valeurs C_{pe} pour la toiture

2.3.2. Calcul de pression intérieure (Cpi) :

D'après le paragraphe (§ 2.2.1 ; chap5 ; RNV99), les valeurs suivantes doivent être utilisées : (bâtiment sans cloisons intérieures)

$C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$.

2.3.3. Calcul de la pression statique :

Dans notre cas on va considérer la structure comme une structure fermée.

Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N / m²] (Formule 2.1 RNV99)

• Parois verticales :

Pour $C_{pi} = 0,8$

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j	q_j
A	0,88	612	-1	+0,8	-1,8	-1101,6	-969,408
	0,88	612	-1	+0,8	-1,8	-1101,6	-969,408
	0,88	630	-1	+0,8	-1,8	-1134	-997,92
B	0,88	612	-0,8	+0,8	-1,6	-979,2	-861,69
	0,88	612	-0,8	+0,8	-1,6	-979,2	-861,69
	0,88	630	-0,8	+0,8	-1,6	-1008	-887,04
C	0,88	612	-0,5	+0,8	-1,3	-795,6	-700,128
	0,88	612	-0,5	+0,8	-1,3	-795,6	-700,128
	0,88	630	-0,5	+0,8	-1,3	-819	-720,72
D	0,88	612	+0,8	+0,8	0	0	0
	0,88	612	+0,8	+0,8	0	0	0
	0,88	630	+0,8	+0,8	0	0	0
E	0,88	612	-0,3	+0,8	-1,1	-673,2	-592,416
	0,88	612	-0,3	+0,8	-1,1	-673,2	-592,416
	0,88	630	-0,3	+0,8	-1,1	-693	-609,84

Tableau II.7: pression sur les parois verticales ($C_{pi} = 0,8$).Pour $C_{pi} = -0,5$

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j	q_j
A	0,88	612	-1	-0,5	-0,5	-306	-269,28
	0,88	612	-1	-0,5	-0,5	-306	-269,28
	0,88	630	-1	-0,5	-0,5	-315	-277,2
B	0,88	612	-0,8	-0,5	-0,3	-183,6	-161,568
	0,88	612	-0,8	-0,5	-0,3	-183,6	-161,568
	0,88	630	-0,8	-0,5	-0,3	-189	-166,32
C	0,88	612	-0,5	-0,5	0	0	0
	0,88	612	-0,5	-0,5	0	0	0
	0,88	630	-0,5	-0,5	0	0	0
D	0,88	612	+0,8	-0,5	1,3	795,6	700,128
	0,88	612	+0,8	-0,5	1,3	795,6	700,128
	0,88	630	+0,8	-0,5	1,3	819	720,72
E	0,88	612	-0,3	-0,5	0,2	122,4	107,712
	0,88	612	-0,3	-0,5	0,2	122,4	107,712
	0,88	630	-0,3	-0,5	0,2	126	110,88

Tableau II.8: pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$).

• Toiture :

Pour $C_{pi} = 0,8$

Coefficient /Zone	F	G	H	I
C_d	0,88	0,88	0,88	0,88
q_{dyn}	690	690	690	690
C_e	-1,588	-1,3	-0,696	-0,5
C_i	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8
$q_j(N/m^2)$	-1450	-1275,12	-908,37	-789,36

Tableau II.9 : pression sur la toiture ($C_{pi} = 0,8$).Pour $C_{pi} = -0,5$

Coefficient /Zone	F	G	H	I
C_d	0,88	0,88	0,88	0,88
q_{dyn}	690	690	690	690
C_e	-1,588	-1,3	-0,696	-0,5
C_i	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
$q_j(N/m^2)$	-660,63	-485,76	-119,01	0

Tableau II.10: pression sur la toiture ($C_{pi} = -0,5$).**2.4. Vent parallèle à la façade principale (sens V2) :**Dans cette direction du vent on a : $C_d=0,89$ **2.4.1. Coefficient de pression extérieur (C_{pe}) :**➤ **Parois verticales :**

Zone A=4,372m

Zone B=17,48m

Zone C=31,34m

 $e = \min [b, 2h]$ $e=21,86m$

$$\frac{e}{4} = \frac{21,86}{4} = 5,465 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{21,86}{10} = 2,186 \text{ m}$$

$$\frac{e}{5} = \frac{21,86}{5} = 4,372 \text{ m}$$

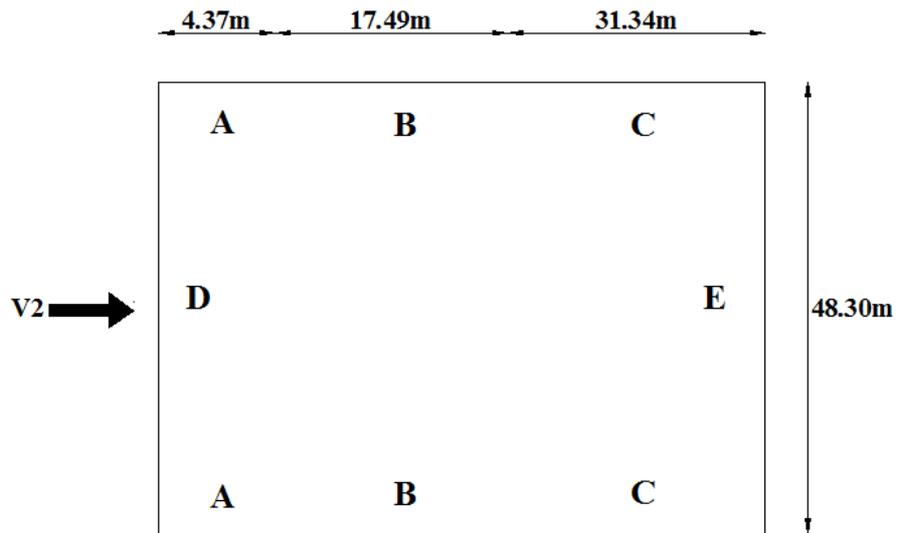


Figure II.8: Zone de pression pour les parois verticales

Toutes les surfaces sont supérieures a 10m alors $C_e=C_{pe, 10}$

	A	B	C	D	E
$C_{pe, 10}$	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.11: $C_{pe, 10}$ pour les parois verticales dans le sens V2

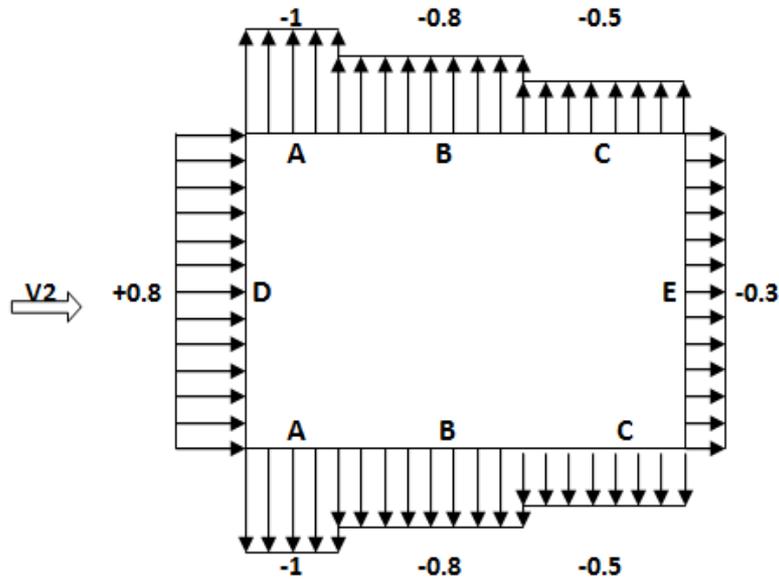


Figure II.9: répartition de C_{pe10} sur la façade latérale gauche

➤ **Toiture :**

Dans ce cas le vent frappe la toiture avec une direction $\Theta=0^\circ$ et la pente de la toiture est $\alpha_2=5,4^\circ$

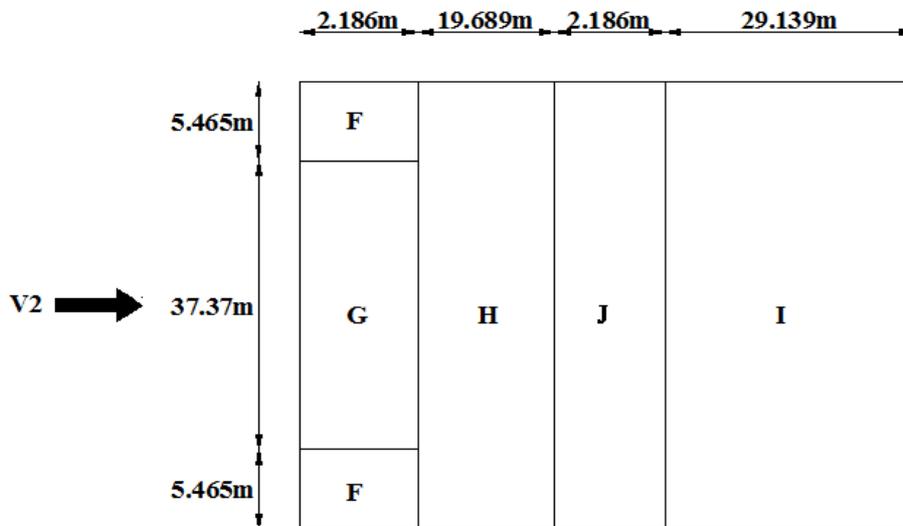


Figure II.10 : Zone de pression pour la toiture.

La valeur de α_2 il est entre 5° et 15° alors il faut interpoler entre ces deux angle les résultats sont obtenue dans le tableau suivant :

	F	G	H	I	J
C _{pe}	-1,668	-1,184	-0,588	-0,386	-0,972

Tableau II.12 : les valeurs C_{pe} pour la toiture

2.4.2. Calcul de pression intérieure (C_{pi}) :

D’après le paragraphe (§ 2.2.1 ; chap5 ; RNV99), les valeurs suivantes doivent être utilisées : (bâtiment sans cloisons intérieures)

C_{pi} = 0,8 et C_{pi} = -0,5.

2.4.3. Calcul de la pression statique :

Dans notre cas on va considérer la structure comme une structure fermée.

Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2] \text{ (Formule 2.1 RNV99)}$$

• Parois verticales :

Pour $C_{pi} = +0,8$

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j	q_j
A	0,89	612	-1	+0,8	-1,8	-1101,6	-980,424
	0,89	612	-1	+0,8	-1,8	-1101,6	-980,424
	0,89	630	-1	+0,8	-1,8	-1134	-1009,26
B	0,89	612	-0,8	+0,8	-1,6	-979,2	-871,48
	0,89	612	-0,8	+0,8	-1,6	-979,2	-871,48
	0,89	630	-0,8	+0,8	-1,6	-1008	-897,12
C	0,89	612	-0,5	+0,8	-1,3	-795,6	-708,08
	0,89	612	-0,5	+0,8	-1,3	-795,6	-708,08
	0,89	630	-0,5	+0,8	-1,3	-819	-728,91
D	0,89	612	+0,8	+0,8	0	0	0
	0,89	612	+0,8	+0,8	0	0	0
	0,89	630	+0,8	+0,8	0	0	0
E	0,89	612	-0,3	+0,8	-1,1	-673,2	-599,14
	0,89	612	-0,3	+0,8	-1,1	-673,2	-599,14
	0,89	630	-0,3	+0,8	-1,1	-693	-616,77

Tableau II.13: pression sur les parois verticales ($C_{pi} = 0,8$).Pour $C_{pi} = -0,5$

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j	q_j
A	0,89	612	-1	-0,5	-0,5	-306	-272,34
	0,89	612	-1	-0,5	-0,5	-306	-272,34
	0,89	630	-1	-0,5	-0,5	-315	-280,35
B	0,89	612	-0,8	-0,5	-0,3	-183,6	-163,40
	0,89	612	-0,8	-0,5	-0,3	-183,6	-163,40
	0,89	630	-0,8	-0,5	-0,3	-189	-168,21
C	0,89	612	-0,5	-0,5	0	0	0
	0,89	612	-0,5	-0,5	0	0	0
	0,89	630	-0,5	-0,5	0	0	0
D	0,89	612	+0,8	-0,5	1,3	795,6	708,08
	0,89	612	+0,8	-0,5	1,3	795,6	708,08
	0,89	630	+0,8	-0,5	1,3	819	728,91
E	0,89	612	-0,3	-0,5	0,2	122,4	108,93
	0,89	612	-0,3	-0,5	0,2	122,4	108,93
	0,89	630	-0,3	-0,5	0,2	126	112,14

Tableau II.14 : pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$).

• Toiture :

Pour $C_{pi} = 0,8$

Coefficient /Zone	F	G	H	J	I
C_d	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
q_{dyn}	690	690	690	690	690
C_e	-1,668	-1,184	-0,588	-0,972	-0,386
C_i	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8
q_j (N/m ²)	-1516	-1218,37	-852,37	-1088,18	-728,32

Tableau II.15: pression sur la toiture ($C_{pi} = +0,8$).

Pour $C_{pi} = -0,5$

Coefficient /Zone	F	G	H	J	I
C_d	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
q_{dyn}	690	690	690	690	690
C_e	-1,668	-1,184	-0,588	-0,972	-0,386
C_i	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
q_j (N/m ²)	-717,26	-420,04	-54,04	-290	70

Tableau II.16: pression sur la toiture ($C_{pi} = -0,5$)

2.5. Résumé de toutes les pressions exercé sur la structure :

Direction	Distribution des pressions sur les versants de toiture	Distribution des pressions Sur les parois verticales
<p>Direction V1 $C_{pi}=0.8$</p>		

<p>Direction V1 $C_{pi} = -0.5$</p>	<p>$V1(N/m^2)$ →</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">-660.63</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-485.76</td> <td style="text-align: center;">-119.01</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-485.76</td> <td style="text-align: center;">-119.01</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-660.63</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	-660.63				-485.76	-119.01	0		-485.76	-119.01	0		-660.63				
-660.63																		
-485.76	-119.01	0																
-485.76	-119.01	0																
-660.63																		
<p>Direction V2 $C_{pi} = +0.8$</p>	<p>$V2(N/m)$ →</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">-1516</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-1218.37</td> <td style="text-align: center;">-852.37</td> <td style="text-align: center;">-1088.18</td> <td style="text-align: center;">-728.32</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-1516</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	-1516				-1218.37	-852.37	-1088.18	-728.32	-1516								
-1516																		
-1218.37	-852.37	-1088.18	-728.32															
-1516																		
<p>Direction V2 $C_{pi} = -0.5$</p>	<p>$V2(N/m)$ →</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">-717.26</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-420.04</td> <td style="text-align: center;">-54.04</td> <td style="text-align: center;">-290</td> <td style="text-align: center;">70</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-717.26</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	-717.26				-420.04	-54.04	-290	70	-717.26								
-717.26																		
-420.04	-54.04	-290	70															
-717.26																		

3. Action de la neige :

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

$$S = \mu \times S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{RNV99})$$

Où :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le projet est implanté à ANABA qui appartient à la zone B (zone de neige) au niveau de la mer $H=0$ donc :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} \Rightarrow S_k = 0,1 \text{ kN/m}^2$$

Notre α il est entre 0 et 15°

ce qui nous donne $\mu=0,8$ (tableau 6.2 du RNV99 partie 1) donc

$$S = 0,08 \text{ kN/m}^2$$

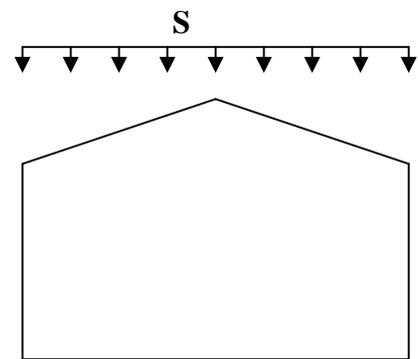


Figure II.11 : action de la neige.

4. Calcul les différentes actions exercées sur la structure :

4.1- 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 parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée : (RNV99 – Chapitre 2, § 1.4).

$$\frac{d}{b} \geq 3, \quad \text{ou} \quad \frac{d}{h} \geq 3$$

Avec :

d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : hauteur (en m) de la construction.

$$\frac{d}{b} = \frac{48,3}{53,2} = 0,90 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{48,3}{10,93} = 4,42 > 3$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante $F_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$

Où :

q_h : (en daN/m^2) est la pression dynamique du vent à la hauteur h considérée.

S_{fr} : (en m^2) est l'aire de l'élément de surface considéré.

C_{fr} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent.

Donc $C_{fr} = 0,04$

➤ Direction V1 :

La force de frottement sera donc :

Pour la toiture :

$$F_{fr} = 69 \times 0,04 \times (48,3 \times 21,97 + 48,3 \times 31,46) = 7122,64 \text{ daN}$$

Parois verticales :

$$F_{fr} = 63 \times 0,04 \times (48,3 \times 8,96 + 48,3 \times 8,07) = 2072,82 \text{ daN}$$

La force de frottement totale : $F_{fr} = 7122,64 + 2072,82 = 9195,46 \text{ daN}$

➤ Direction V2 :

Pour la toiture :

$$F_{fr} = 69 \times 0,04 \times (53,2 \times 21,97 + 53,2 \times 31,46) = 7845,23 \text{ daN}$$

Parois verticales :

$$F_{fr} = 63 \times 0,04 \times (53,2 \times 8,96 + 53,2 \times 8,07) = 2283,11 \text{ daN}$$

La force de frottement totale : $F_{fr} = 7845,23 + 2283,11 = 10128,34 \text{ daN}$

4.2. Action d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement F_u (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par :

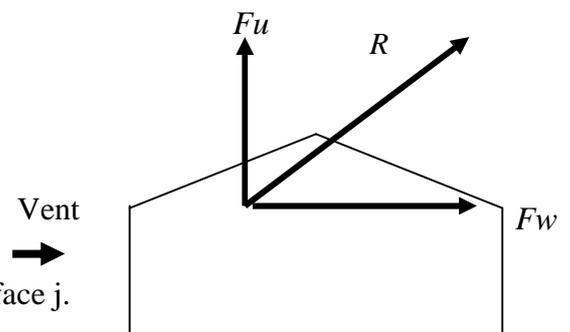
$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

Avec :

q_j : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .

S_j : l'aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : la force de frottement éventuelle.



➤Direction V1

Zone	Composante Horizontale (kN)	Composante verticale (kN)
D	$0,72 \times 515,12 = +370,88$	0
E	$0,609 \times 515,12 = +313,70$	0
F	0	$1,45 \times 23,95 = +34,72$
G	0	$1,275 \times 92,52 = +117,96$
H	0	$0,908 \times 464,96 = +422,18$
I	0	$0,789 \times 1988,08 = +1568,59$
F_{fr}	+91,95	0
Total	$F_w = +776,53kN \rightarrow$	$F_u = +2143,45kN \uparrow$

Tableau II.17: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V1)

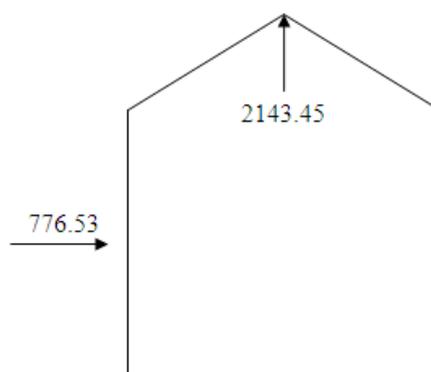


Figure II.12: Force résultante

➤Direction V2 :

Zone	Composante Horizontale (kN)	Composante verticale (kN)
D	$728,91 \times 48,3 \times 8,96 = +315,45$	0
E	$616,77 \times 48,3 \times 8,07 = +240,40$	0
F	$1516 \times 2,186 \times 5,465 \times 2 \times \text{tg} \alpha = -3,42$	$1516 \times 2,186 \times 5,465 \times 2 = 36,22$
G	$1218,37 \times 2,186 \times 37,37 \times \text{tg} \alpha = -9,4$	$1218,37 \times 2,186 \times 37,37 = 99,52$
H	$852,37 \times 19,689 \times 48,3 \times \text{tg} \alpha = -76,62$	$852,37 \times 19,689 \times 48,3 = 810,58$
I	$728,32 \times 29,139 \times 48,3 \times \text{tg} \alpha = +96,9$	$728,32 \times 29,139 \times 48,3 = 1025,05$
J	$1088,18 \times 2,186 \times 48,3 \times \text{tg} \alpha = +10,86$	$1088,18 \times 2,186 \times 48,3 = 114,89$
F_{fr}	101,28	0
Total	$F_w = +675,45kN \rightarrow$	$F_u = +2086,26kN \uparrow$

Tableau II.18 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V2)

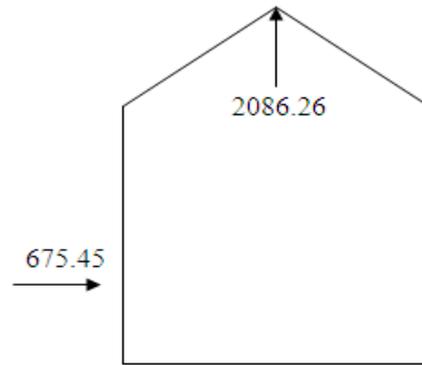


Figure II.13: Force résultante.

4.3.Excentricité de la force globale horizontale :

L'excentricité de la force globale horizontale F_w doit être calculé comme suite afin de tenir compte de la torsion : (RNV99 –Chapitre 2, § 2.2.1)

➤**Direction V1 : (direction principale) :**

Donc : $e = \pm \frac{53,2}{10} = \pm 5,32 \text{ m} .$

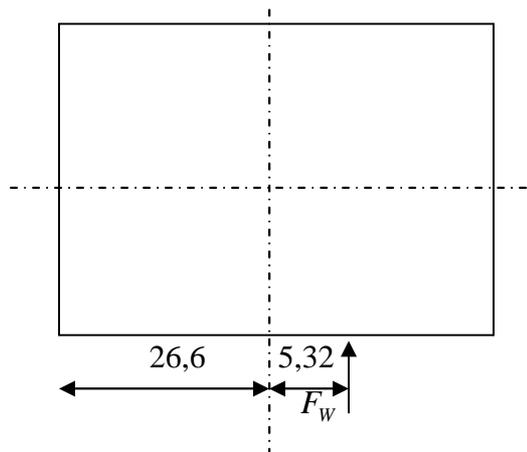


Figure II.14: excentricité de la force globale.

➤**Direction V2 : (direction secondaire défoncement) :**

$e = \pm \frac{48,3}{10} = \pm 4,83 \text{ m} .$

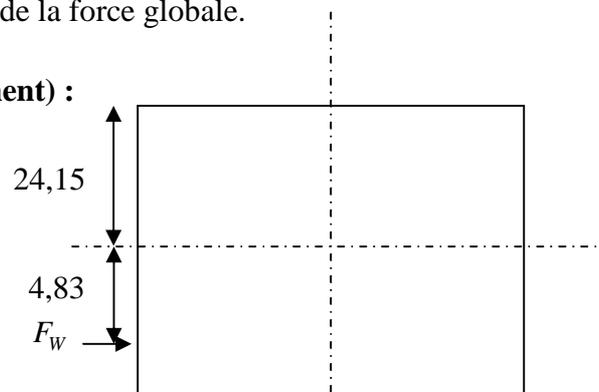


Figure II.15 : excentricité de la force globale.

Chapitre III

Pré dimensionnement des éléments

1. Etude de bardage et la couverture :

Sont destinés pour couvrir et isoler la structure de milieu extérieure (l'air libre) vis-à-vis de différentes actions comme le vent la neige...ets.

Dans notre cas on utilise des panneaux sandwich et on détermine les caractéristiques a partir de l'annexe en fonction de la charge appliquée (charge du vent) afin d'estimer leurs poids et l'épaisseur de ces panneaux et l'entraxe entre les pannes pour dimensionner notre hangar.

➤ Etude de bardage :

Pour notre cas la charge la plus défavorable est 1009.26 N/m^2

On choisit un panneau de **30mm** d'épaisseur et de poids de **8.80Kg/m²** et l'entraxe de **1.65m** entre les lisses.

➤ Etude de la couverture :

On a une charge de **1516N/m²** d'après l'étude au vent ce qui nous donne un panneau de **40mm** d'épaisseur et de poids de **10.05 Kg/m²** et l'entraxe de **1.88 m**.

La charge des accessoires est égale à **3 Kg/m²**

2. Calcul des pannes :

2.1. Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement a la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatique.

Elles sont réalisées en profilé (I, [) ou en treillis pour les portées $\geq 6 \text{ m}$.

Données de calcul :

Dans notre structure on a un seul type de pannes à étudier.

- Toiture avec une pente de calcul de 5.4°

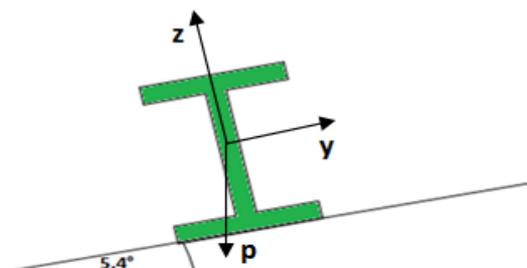


Figure III.1: La pente de calcul.

2.2. Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs.....10.05 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m²
- Poids propre de la panne.....15 kg / m

$$G = \left[(P_{couverture} + P_{accessoire}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{panne}$$

e : espacement entre les pannes e = 1,88m

$$G = \left[(10.05 + 3) \times \left(\frac{1,88}{\cos 5.4} \right) \right] + 15 = 39,64 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,396 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge d'entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

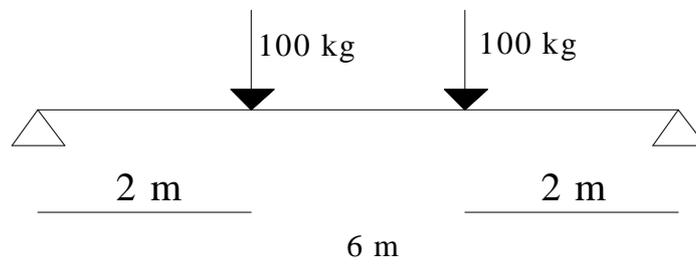


Figure III.2: Schéma statique sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m}$$

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dû à P aux charges ponctuelles P_{eq} .

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 44,44 \text{ kg / ml}$$

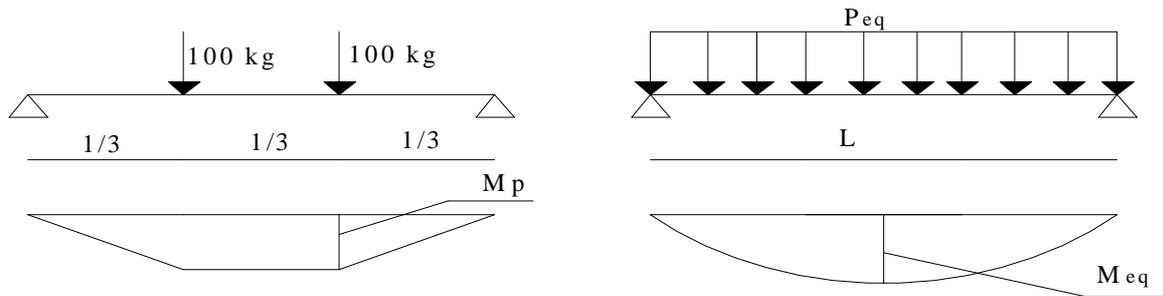


Figure III.3 : Moment due à la charge d'entretien.

c) Surcharge climatique dû au vent :

On calcul les pannes avec la valeur obtenue en zone F avec $C_{pi}=+0,8$.

$$V = -1,516 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,516 \times 1,88 = -2,85 \text{ KN / ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

Les pannes sont sollicitées d'une charge de neige S

$$S = 0,08 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,08 \times 1,88 = 0,15 \text{ KN/ml}$$

2.3. Combinaisons de charge les plus défavorables :

• **Les charges et surcharges appliquée :**

$$G = 0,396 \text{ KN/ml}$$

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

$$V = -2,85 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,15 \text{ KN/ml}$$

• **Decomposition de charges:**

➤ **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,396 \cos 5.4 = 0,394 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,444 \cos 5.4 = 0,442 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zz} = -2,85 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,15 \cos 5.4 = 0,149 \text{ KN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,396 \sin 5.4 = 0,037 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,444 \sin 5.4 = 0,041 \text{ KN/ml}$$

$$V_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,15 \sin 5.4 = 0,014 \text{ KN/ml}$$

2.4. Combinaisons d'actions :

- **ELU**

- **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot V = 0,394 - 1,5 \times 2,85 = -3,88 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,394 + 1,5 \times 0,149 = 0,755 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,394 + 1,5 \times 0,442 = 1,19 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y :**

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot S_y = 1,35 \times 0,037 + 1,5 \times 0,014 = 0,07 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,037 + 1,5 \times 0,041 = 0,111 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

- **Axe Z-Z**

$$G_z + V = 0,394 - 2,85 = -2,456 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,394 + 0,149 = 0,543 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,394 + 0,442 = 0,836 \text{ KN/ml}$$

Axe Y-Y

$$G_y + S_y = 0,037 + 0,014 = 0,051 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,037 + 0,041 = 0,078 \text{ KN/ml}$$

2.5. Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 2,456 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 657,85 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 160**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 869.3 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 68.28 \text{ cm}^4 \\ A = 20.1 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15.8 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[(10.05 + 3) \times \left(\frac{1.88}{\cos 5.4} \right) \right] + 15.8 = 40,44 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,404 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,404 \cos 5.4 = 0,402 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,404 \sin 5.4 = 0,038 \text{ KN/ml}$$

2.6. Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

2.6.1. Les combinaisons de calcul :

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_z = 1,35 \times 0,402 + 1,5 \times 0,442 = 1,206 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,038 + 1,5 \times 0,041 = 0,113 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{l} q_z = G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_z = 0,402 - 1,5 \times 2,85 = -3,87 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,038 + 1,5 \times 0 = 0,051 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,402 + 1,5 \times 0,149 = 0,766 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,038 + 1,5 \times 0,014 = 0,0723 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

2.6.2. Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3,87 \times 6^2}{8} = 17,41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,051 \times 6^2}{8} = 0,2295 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,206 \times 6^2}{8} = 5,427 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,113 \times 6^2}{8} = 0,5085 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{0,766 \times 6^2}{8} = 3,447 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,072 \times 6^2}{8} = 0,324 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

- Effort tranchant due au vent :

$$V_v = \frac{ql}{2} = \frac{3,87 \times 6}{2} = -11,61 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due à la neige :

$$V_s = \frac{ql}{2} = \frac{0,766 \times 6}{2} = 2,3 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due au poids propre

$$V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0,402 \times 6}{2} = 1,206 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due aux charges d'exploitations :

$$V_Q = \frac{ql}{2} = \frac{1,206 \times 6}{2} = 3,618 \text{ KN}$$

1^{er} combinaison :

$$V_z = V_G + 1,5V_v = 1,206 + 1,5(-11,61) = -16,209 \text{ KN}$$

2^{ème} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \times 1,206 + 1,5 \times 3,618 = 7,055 \text{ KN}$$

3^{ème} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_S = 1,35 \times 1,206 + 1,5 \times 2,3 = 5,078 \text{ KN}$$

2.6.3. Vérification de la résistance des pannes :**a) Vérification a l'effort tranchant :**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9.666 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9.666 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119.22 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_z = 16,209 \text{ KN} < V_{plz} = 119.22 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$V_z = 7,055 \text{ KN} < V_{plz} = 119.22 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_z = 5,078 \text{ KN} < V_{plz} = 119.22 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

b) Vérification au diversement :

La vérification à faire est : $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$ EC3 Art 5.5.2(1)

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ classe 1

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459 \quad C_3 = 0,525$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple $K_w=1$

Avec : K_w : facteur de gauchissement.

Z_a : coordonnée du point d'application de la charge.

Z_s : coordonnée du centre de cisaillement.

$$L = 600 \text{ cm ;}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -8 \text{ cm} & \text{sous le vent. (-) puisque l'orientation de repert est vers la semelle comprimé.} \\ Z_a = 8 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8 \text{ cm}$$

$$I_t = 3.6 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 3975 \text{ cm}^6 \quad , \quad G = 80770 \text{ MPa}$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,28}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3975}{68,28} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 3,6}{3,14^2 \times 68,28} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14.54 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1.123,9 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{14,54 \cdot 10^{-3}}} = 1,41$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,41 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de divergence}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,41$$

$$\chi_{LT} = 0,413$$

$$M_{sdy} = 17,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,413 \cdot \frac{123,9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 14,26 \text{ KN.m} > 10,93 \text{ KN.m} \quad \text{Non vérifiée}$$

Le diversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes dans les panne pour empêché le diversement. Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

2.6.4. Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3,87 \times 6^2}{8} = 17,41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,051 \times 3^2}{8} = 0,057 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,206 \times 6^2}{8} = 5,427 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,113 \times 3^2}{8} = 0,127 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{0,766 \times 6^2}{8} = 3,447 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,072 \times 3^2}{8} = 0,081 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

- Effort tranchant due au vent :

$$V_v = \frac{ql}{2} = \frac{3,87 \times 6}{2} = -11,61KN$$

- Effort tranchant due à la neige :

$$V_s = \frac{ql}{2} = \frac{0,766 \times 6}{2} = 2,3KN$$

- Effort tranchant due au poids propre

$$V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0,402 \times 6}{2} = 1,206KN$$

- Effort tranchant due aux charges d'exploitations :

$$V_Q = \frac{ql}{2} = \frac{1,206 \times 6}{2} = 3,618KN$$

1^{er} combinaison :

$$V_z = V_G + 1,5V_v = 1,206 + 1,5(-11,61) = -16,209KN$$

2^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \times 1,206 + 1,5 \times 3,618 = 7,055 KN$$

3^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_s = 1,35 \times 1,206 + 1,5 \times 2,3 = 5,078KN$$

2.6.5. Vérification de la résistance des pannes :

c) Vérification a l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9.666 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9.666 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119.22KN$$

- Sous le vent :

$$V_Z = 16,209 \text{ KN} < V_{plz} = 119.22 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$V_Z = 7,055 \text{ KN} < V_{plz} = 119.22 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_Z = 5,078 \text{ KN} < V_{plz} = 119.22 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

d) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :
$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

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

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl.y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459 \quad C_3 = 0,525$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple $K_w=1$

$$L = 300 \text{ cm ;}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -8 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8 \text{ cm}$$

$$I_t = 3.6 \text{ cm}^4 \quad I_w = 3975 \text{ cm}^6 \quad G = 80770 \text{ MPa}$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,28}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3975}{68,28} + \frac{(3)^2 \times 0,4 \times 3,6}{3,14^2 \times 68,28} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 35,43 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.123,9 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{35,43 \cdot 10^{-3}}} = 0,90$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,90 > 0,4$ Donc il y a risque de diversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,90$$

$$\chi_{LT} = 0,734$$

$$M_{sdy} = 17,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,734 \cdot 1 \cdot \frac{123,9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 19,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 17,41 \text{ KN.m} < 19,43 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

b) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{17,136}{29,11} \right)^2 + \left(\frac{0,067}{6,13} \right)^1 = 0,357 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{5,818}{29,11}\right)^2 + \left(\frac{0,136}{6,13}\right)^1 = 0,062 \leq 1 \quad \text{Véifiée.}$$

2.6.6. Vérification à L'ELS :

a) **Combinaisons de calcul :**

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,402 + 0,442 = 0,844 \text{ KN} \\ q_y = 0,038 + 0,041 = 0,079 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = G_z + V_z \\ q_y = G_y + V_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,402 + (-2,85) = -2,448 \text{ KN} \\ q_y = 0,038 + 0 = 0,038 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(3) \quad \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,402 + 0,149 = 0,551 \text{ KN} \\ q_y = 0,038 + 0,014 = 0,052 \text{ KN} \end{cases}$$

b) **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

• **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,448 \cdot (6)^4}{869,3 \cdot 2,1} = 2,26 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Véifiée}$$

• **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,079 \cdot (3)^4}{68,28 \cdot 2,1} = 0,058 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{Véifiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE160**.

3. Calcul des liernes :

3.1. Introduction :

Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissant.

Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, ils sont donc transmis au portique par des tirants en diagonale.

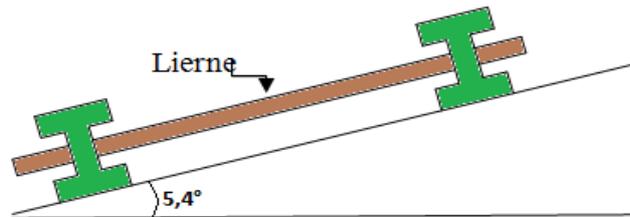


Figure III.4: présentation du lierne

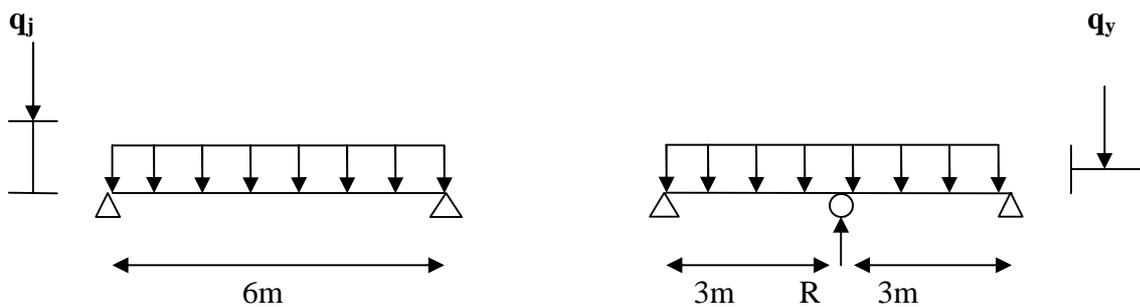


Figure III.5 : les schémas statiques

Dans notre projet on a un hangar a deux versant qui ne sont pas égaux alors on calcul avec le cas le plus défavorable (versant 2), 16 espacements de 1,88m.

3.2. Effort de traction :

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne.

$$N_{t, \max} = \max (T_{15}, T_b)$$

T_b : effort de traction de brettèle

$$T_{15} = N_{tsdi} = (2 \times 15 - 1) \frac{R}{2} = 29 \times \frac{R}{2}$$

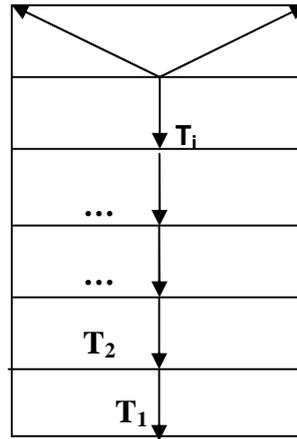


Figure III.6: représentation des efforts

$$R = 1.25 \times q_y \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1.25 \times 0,113 \times \frac{6}{2} = 0,423 \text{ KN}$$

$$T_{15} = 29 \times \frac{0,423}{2} = 6,133 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{\frac{T_{16}}{2}}{\cos \theta}$$

Avec $\theta = \text{Artg } 3/1,88 = 57,92^\circ$

$$T_{16} = (2 \times 16 - 1) \frac{R}{2} = 6,55 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{6,55}{\cos 57,92} = 6,172 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max (T_{15} = 6,133, T_b = 6,172)$$

$$T_{\max} = 6,172 \text{ KN}$$



Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 6,172 \times 1}{3,14 \times 0,235}}$$

$$\phi \geq 5,78 \text{ mm}$$

On va choisir un $\text{Ø}10$ pour les liernes des pannes

4. Calcul de l'échantignolle :

4.1. Introduction :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

4.2. Dimensionnement de l'échantignolle :

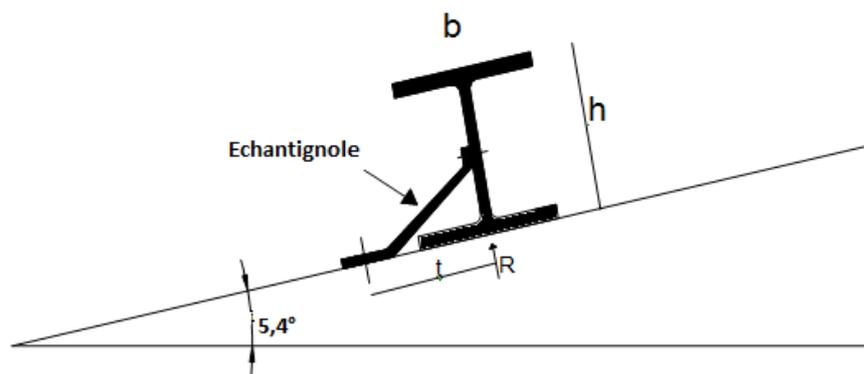


Figure III.7: Echantignolle.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

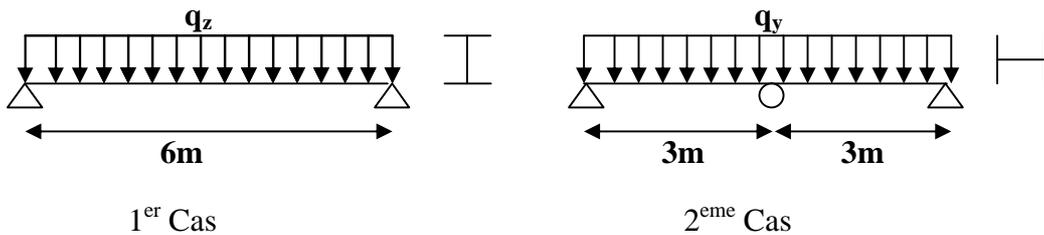
$$\text{Pour un IPE160} \Rightarrow \begin{cases} b = 8,2\text{cm} \\ h = 16\text{cm} \end{cases}$$

$$8,2 \leq t \leq 12,3\text{cm}$$

Soit $t = 10\text{cm}$

4.2.1. Principe de dimensionnement :

On doit vérifier 2 cas :



$$M_r(A) = R_1 \cdot t + R_2 \cdot (h/2)$$

1er Cas :

$$q_y^{\max} = 0,113\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_z = 1,206\text{KN} / \text{ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R_1 = \frac{1,206 \cdot 6}{2}$$

$$R_1 = 3,618\text{KN}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{0,113 \cdot 6}{2}$$

$$R_2 = 0,127\text{KN}$$

$$M_r(1) = 3,618 \cdot 10 + 0,127 \cdot 8$$

$$M_r(1) = 37,196 \text{ KN.cm}$$

2eme Cas:

$$q_z^{\max} = 3,87\text{KN} / \text{ml}$$

$$q_y = 0,051\text{KN} / \text{ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R_1 = \frac{3,87 \cdot 6}{2}$$

$$R_1 = 11,61 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_Y \cdot l}{2} \quad R_2 = 0,375 \frac{0,051 \cdot 6}{2}$$

$$R_2 = 0,057 \text{ KN}$$

$$M_r(2) = 11,61 \cdot 10 + 0,057 \cdot 8$$

$$M_r(2) = 116,556 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = \max (M_r (1); M_r (2))$$

$$M_r = 116,556 \text{ KN.cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M_r}{f_y \times b}} = \sqrt{\frac{6 \times 116,556}{23,5 \times 15}}$$

$$e \geq 1,40 \text{ cm}$$

On adopte un échantignolle d'épaisseur $e=1,5 \text{ cm}$.

5. Calcul des lisses de bardage :

5.1. Introduction :

Les lisses sont constituées des poutrelles (IPE ; UAP) ou des profiles minces formés à froid, disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux ou éventuellement des potelles intermédiaire.

L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible de l'abaque de bardage, pour notre cas on travail avec des panneaux sandwich.

5.2. Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs.....8.80 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m²
- Poids propre de la lisse.....12 kg / m

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

e : espacement entre les lisses $e = 1,65 \text{ m}$

$$G = [(8,80 + 3) \times 1,65] + 12 = 31,47 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,314 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge climatique dû au vent :

On calcul les lisse avec la valeur obtenue en zone avec $C_{pi}=+0,8$ direction V2.

$$V = -1,009 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,009 \times 1,65 = -1,664 \text{ KN / ml}$$

5.3. Combinaisons d'actions :**➤ELU**

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,314 = 0,423 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times (-1,664) = 2,496 \text{ KN / ml}$$

➤ELS

$$q_y = G = 0,314 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = V = -1,664 \text{ KN / ml}$$

5.4. Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{V \cdot l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{V \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,664 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 445,71 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 140**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 541,2 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 44,9 \text{ cm}^4 \\ A = 16,4 \text{ cm}^2 \\ H = 14 \text{ cm} \\ G = 12,9 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(8,80 + 3) \times 1,65] + 12,9 = 32,37 \text{ Kg / ml}$$

5.5. Dimensionnement des lisses :**5.5.1. Les combinaisons de calcul :**

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,3237 = 0,437 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times (-1,664) = 2,496 \text{ KN / ml}$$

5.5.2. Détermination des sollicitations :• **Moments :**➤ **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,496 \times 6^2}{8} = 11,232 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous poids propre :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,437 \times 3^2}{8} = 0,491 \text{ KN.m}$$

5.5.3. Vérification de la résistance des lisses :**a) Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{11,232}{20,75} \right)^2 + \left(\frac{0}{4,51} \right)^1 = 0,293 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{0}{20,75} \right)^2 + \left(\frac{0,491}{4,51} \right)^1 = 0,108 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sous charge verticale et vent :**

$$\left(\frac{11,232}{20,75}\right)^2 + \left(\frac{0,491}{4,51}\right)^1 = 0,401 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

5.5.4. Vérification au diversement :

➤ **Sous le vent de dépression :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 44,90}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{0,1988}{44,90} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 2,45}{3,14^2 \times 44,90} + (0,459 \times (-0,07) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 37,48 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,88,3 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{37,48 \cdot 10^{-3}}} = 0,74$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,74 > 0,4$ Donc il y a risque de diversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,74$$

$$\chi_{LT} = 0,828$$

$$M_{sdy} = 11,232 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,828 \cdot \frac{88,3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 11,232 \text{ KN.m} < 15,61 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

5.5.4. Vérification à L'ELS :

a) Combinaisons de calcul :

$$q_y = G = 0,3237 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = V = -1,664 \text{ KN / ml}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,664 \cdot (6)^4}{541,2 \cdot 2,1} = 2,47 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,3237 \cdot (3)^4}{44,9 \cdot 2,1} = 0,36 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour toutes les lisses un **IPE140**.

6. Calcul des liernes :

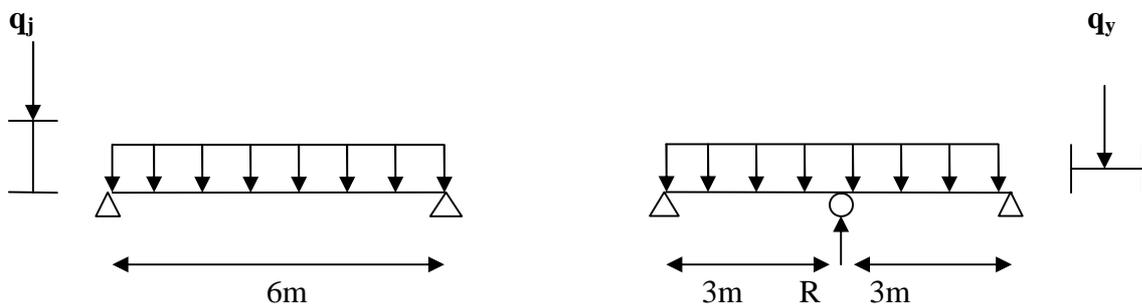


Figure III.8 : les schémas statiques

6.1. Effort de traction :

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne.

$$N_{t, \max} = \max (T_4, T_b)$$

T_b : effort de traction de brettèle

$$T_4 = N_{tsdi} = (2 \times 4 - 1) \frac{R}{2} = 7 \times \frac{R}{2}$$

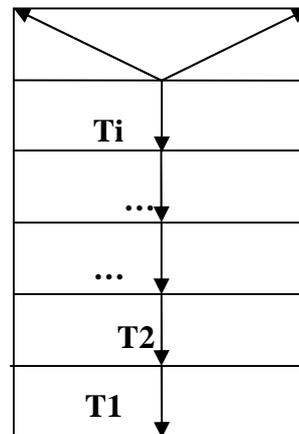


Figure III.9 : représentation des efforts

$$R = 1.25 \times q_y \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1.25 \times 0,437 \times \frac{6}{2} = 1,638 \text{ KN}$$

$$T_4 = 7 \times \frac{1,638}{2} = 5,733 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{\frac{T_{16}}{2}}{\cos \theta}$$

Avec $\theta = \text{Artg } 3/1,45 = 64,20^\circ$

$$T_5 = (2 \times 5 - 1) \frac{R}{2} = 7,371 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{7,371}{\cos 64,20} = 8,468 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max (T_4 = 5,733 \quad T_b = 8,468)$$

$$T_{\max} = 8,468 \text{ KN}$$



Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 8,468 \times 1}{3,14 \times 0,235}}$$

$$\phi \geq 6,775 \text{ mm}$$

On va choisir un $\text{Ø}10$ pour les liernes des lisses.

7. Calcul des fermes:

7.1. Introduction :

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par des barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblé entre elles selon des triangles, elles sont composées:

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement : $G+1,5V$
- Cas de la neige seule: $1,35G+1,5S$

Le schéma statique de la ferme de versant droite :

La ferme de versant droite a une longueur de 30,3m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant:

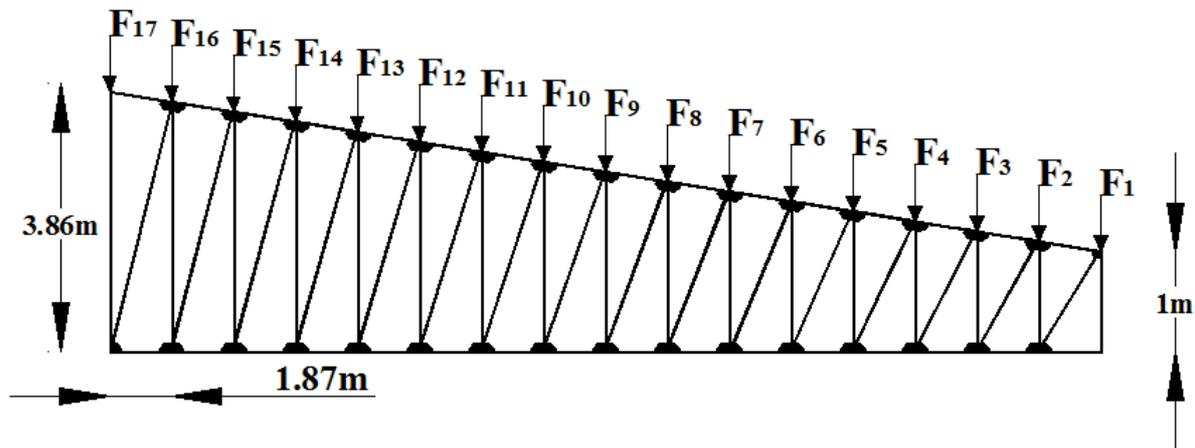


Figure III.10 : Schéma statique de la ferme.

Les fermes de versant droit (30,3 m de longueur) supportent 17 pannes.

L'entre axes des pannes est de 1,88 m.

L'entre axe des fermes est de 6 m

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

7.2. Calcul des charges revenant à chaque nœud pour le versant de la ferme droite (L=30,30m) :

a) Nœud intermédiaire :

$$S=1,88 \times 6 = 11,28 \text{m}^2$$

- **Poids propre :**

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose.... $0,1305 \times 11,28 = 1,472 \text{KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 6 = 0,948 \text{KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m^2) * $0,04 \times 11,28 = 0,451 \text{KN}$
- Poids des assemblages (goussets)..... $0,1 \text{KN}$
- TOTAL..... **$2,971 \text{KN}$**

- **Surcharges climatiques :**

1) Surcharges du vent :

La zone la plus chargée est F dont $C_{pi} = 0,8$

$$q_j = 1,516 \text{KN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1,516 \times 11,28 = 17,10 \text{KN}$$

2) Surcharges de la neige :

$$S_{\max} = 0,08 \text{KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de $11,28 \text{m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,08 \times 11,28 = 0,902 \text{KN}$$

a) Nœud de rive :

$$S = 5,64 \text{m}^2$$

- **Poids propre :**

- Couverture (les pan sandwich) + acc de pose..... $0,1305 \times 5,64 = 0,736 \text{KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 6 = 0,948 \text{KN}$
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m^2) $0,04 \times 5,64 = 0,225 \text{KN}$
- Poids des assemblages (goussets)..... $0,1 \text{KN}$
- TOTAL..... **$2,009 \text{KN}$**

- **Surcharges du vent :**

$$V = q_j \times S = 1,516 \times 5,64 = 8,55 \text{KN}$$

- **Surcharges de la neige :**

$$S=0,08 \times 5,64 = 0,451 \text{ KN}$$

7.3. Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

a) Nœud intermédiaire :

- **Soulèvement**

$$F=G+1,5V=2,971 + 1,5(-17.10) = -22,679\text{KN}$$

- **Neige**

$$F=1,35G+1,5S= 1,35 \times (2,971) + 1,5 \times 0,902 = 5,363\text{KN}$$

b) Nœud de rive :

- **Soulèvement**

$$F= G+1,5V= 2,009+1,5(-8,55) = - 10,816\text{KN}$$

- **Neige**

$$F=1,35G+1,5S= 1,35 \times (2,009) + 1,5 \times 0,451 = 3,388\text{KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT structure. Les sollicitations max dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS	(-)	(+)
Membrures supérieure	-198,11	358,46
Membrures inférieure	-420,53	220,53
Diagonales	-174,38	299,17
Montants	-142,94	141,16

Tab.III.1 : Les efforts max dans les éléments de la ferme de versant droite.

7.4. Pré dimensionnement des éléments :

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante:

7.4.1. Membrure supérieure :

$$N^{\max} = 358,46 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{358,46 \cdot 1}{23,5} = 15,25 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (65×65×7) de section $A_s = 17,36 \text{ cm}^2$

7.4.2. Membrure inférieure :

$$N^{\max} = 201,29 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{201,29 \cdot 1}{23,5} = 8,56 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (60×60×5) de section $A_s = 11,58 \text{ cm}^2$

7.4.3. Diagonale :

$$N^{\max} = 299,17 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{299,17 \cdot 1}{23,5} = 12,73 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (60×60×6) de section $A_s = 13,82 \text{ cm}^2$

7.4.4. Les montants :

$$N^{\max} = 141,16$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{141,16 \cdot 1}{23,5} = 6 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×5) de section $A_s = 9,60 \text{ cm}^2$

7.5. Vérification des éléments comprimés au flambement :

7.5.1. Membrures supérieure :

$N^{\max} = -129,18 \text{KN}$ (-) pour la compression

$l_k = 188 \text{cm}$

$2L(65 \times 65 \times 7) \Rightarrow A = 17,36 \text{cm}^2$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : I_z d'une seule cornière.

A_c : aire d'une seule cornière.

$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 33,60 = 67,2 \text{cm}^4$; I_α : I_y d'une seule cornière

$I_z = 2[33,60 + 8,68(1,85 + 0,4)^2] = 155,08 \text{cm}^4$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{67,2}{17,36}} = 1,97 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{155,08}{17,36}} = 2,98 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{188}{1,97} = 95,43$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{188}{2,98} = 63,08$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{95,43}{93,9} \right] = 1,01$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{63,08}{93,9} \right] = 0,67$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,01 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,67 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

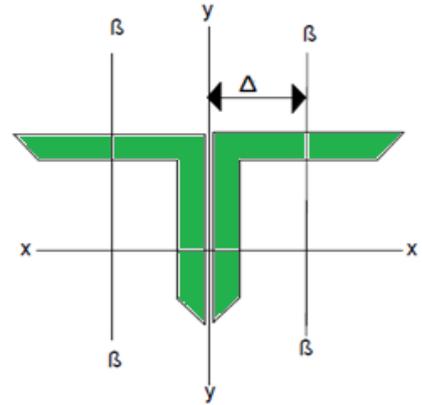


Figure III.11 : doubles cornières

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,534$$

$$\chi_z = 0,743$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,534$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,534 \cdot 1 \cdot 17,36 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 198,04 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 198,11 \text{ KN} > N_{crd} = 198,04 \text{ KN}$$

Non vérifiée

On augmente la section des cornières à **2L (80×80×8)**

$$2L(80 \times 80 \times 8) \Rightarrow A = 24,54 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 72,25 = 144,5 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[72,25 + 12,27(2,26 + 0,4)^2 \right] = 318,13 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{144,5}{24,54}} = 2,42 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{318,13}{24,54}} = 3,60 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 77,68$$

$$\lambda_z = 52,22$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{77,68}{93,9} \right] = 0,82 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{52,22}{93,9} \right] = 0,556 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,650$$

$$\chi_z = 0,815$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,650$$

$$N_{crd} = 0,650 \cdot 1.24,54 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 340,77 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 198,11 \text{ KN} < N_{crd} = 340,77 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

7.5.2. Membrures inférieures :

$$N^{\max} = -420,53 \text{ KN}$$

$$l_k = 187 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 5) \Rightarrow A = 11,58 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 19,61 = 39,22 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[19,61 + 5,79(1,66 + 0,4)^2 \right] = 88,36 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{39,22}{11,58}} = 1,84 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{88,36}{11,58}} = 2,76 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{187}{1,84} = 101,63$$

$$\lambda_z = \frac{187}{2,76} = 70,03$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{101,63}{93,9} \right] = 1,08$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{70,03}{93,9} \right] = 0,74$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,08 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,74 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Détermination de χ_{\min}

On détermine χ à partir de l'abaque courbe (C) de l'ECOCODE 3

$$\chi_y = 0,495$$

$$\chi_z = 0,700$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,495$$

$$N_{crd} = 0,495 \cdot 1,1 \cdot 11,58 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 122,45 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 420,53 \text{KN} > N_{crd} = 122,45 \text{KN}$$

Non vérifiée

On augmente la section des cornières à **2L (90×90×9)**

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31,04 \text{cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 115,83 = 231,66 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[115,83 + 15,52(2,54 + 0,4)^2 \right] = 500 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{231,66}{31,04}} = 2,73 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{500}{31,04}} = 4,01 \text{cm}$$

$$\lambda_y = 68,5$$

$$\lambda_z = 46,63$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{68,5}{93,9} \right] = 0,73 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{46,63}{93,9} \right] = 0,49 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,706$$

$$\chi_z = 0,841$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,706$$

$$N_{crd} = 0,706 \cdot 1,1 \cdot 31,04 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 468,16 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 420,53 \text{KN} < N_{crd} = 468,16 \text{KN}$$

vérifiée

7.5.3. La diagonale :

$$N^{\max} = -174,38 \text{KN}$$

$$l_k = 412 \text{cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2 \right] = 105,94 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,81 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{105,94}{13,82}} = 2,76 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 227,62$$

$$\lambda_z = 149,27$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{227,62}{93,9} \right] = 2,42$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{149,27}{93,9} \right] = 1,58$$

$$\bar{\lambda}_y = 2,42 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,58 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,14$$

$$\chi_z = 0,29$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,14$$

$$N_{crd} = 0,14 \cdot 1 \cdot 13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 41,33 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 174,38 \text{ KN} > N_{crd} = 41,33 \text{ KN}$$

Non vérifié

On augmente la section des cornières à **2L (90×90×9)**

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31,04 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 115,83 = 231,66 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[115,83 + 15,52(2,54 + 0,4)^2 \right] = 500 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{231,66}{31,04}} = 2,73 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{500}{31,04}} = 4,01 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 150,91$$

$$\lambda_z = 102,94$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{150,91}{93,9} \right] = 1,60 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{102,94}{93,9} \right] = 1,09 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,284$$

$$\chi_z = 0,490$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,284$$

$$N_{crd} = 0,284 \cdot 1.31,04 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 188,32 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 174,38 \text{ KN} < N_{crd} = 188,32 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

7.5.4. Le montant :

$$N^{\max} = -142,94 \text{ KN}$$

$$l_k = 368 \text{ cm}$$

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,60 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 10,96 = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[10,96 + 4,8(1,4 + 0,4)^2] = 53,024 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{53,024}{9,6}} = 2,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{368}{1,51} = 243,70$$

$$\lambda_z = \frac{368}{2,35} = 156,59$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,124$$

$$\chi_z = 0,268$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,124$$

$$N_{crd} = 0,124 \cdot 1.9,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 25,43 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 142,94 \text{ KN} > N_{crd} = 25,43 \text{ KN} \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières a **2L (90×90×8)**

$$2L(90 \times 90 \times 8) \Rightarrow A = 27,78 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 104,38 = 208,76 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[104,38 + 13,89(2,50 + 0,4)^2 \right] = 442,38 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{208,76}{27,78}} = 2,74 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{442,38}{27,78}} = 3,99 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 150$$

$$\lambda_z = 103,25$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{150}{93,9} \right] = 1,59 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{103,25}{93,9} \right] = 1,09 > 0,2$$

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,287$$

$$\chi_z = 0,490$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,287$$

$$N_{crd} = 0,287 \cdot 1.27,78 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 170,32 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 142,94 \text{ KN} < N_{crd} = 170,32 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

7.6. Conclusion :

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (80×80×8)
Membrures inférieures	2L (90×90×9)
Les diagonales	2L (90×90×9)
Les montants	2L (90×90×8)

Tableau.III.2 : Les sections de la ferme choisies pour le versant droite.

7.7. Vérification avec son poids propre réel :

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT structure. Les sollicitations max dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS	(-)	(+)
Membrures supérieure	-190,40	340,48
Membrures inférieure	-423,05	195,40
Diagonales	-167,34	296,93
Montants	-142,18	135,08

Tab.III.3 : Les efforts max dans les éléments de la ferme avec son poids propre réel.

7.7.1. Vérification des éléments comprimés au flambement :

On vérifie directement les nouvelles résultats avec les résultats précédentes.

7.7.1.1. Membrures supérieure :

$$N_{sd} = 190,40 \text{ KN} < N_{crd} = 340,77 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

7.7.1.2. Membrures inférieures :

$$N_{sd} = 423,05 \text{ KN} < N_{crd} = 468,16 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

7.7.1.3. La diagonale :

$$N_{sd} = 167,34 \text{ KN} < N_{crd} = 188,32 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

7.7.1.4. Le montant :

$$N_{sd} = 142,18 \text{ KN} < N_{crd} = 170,32 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (80×80×8)
Membrures inférieures	2L (90×90×9)
Les diagonales	2L (90×90×9)
Les montants	2L (90×90×8)

Tableau.III.4 : Les sections de la ferme choisies pour le versant droite.

7.8. Calcul des charges revenant à chaque nœud pour le versant de la ferme gauche (L= 20,85m) :

a) Nœud intermédiaire :

$$S=1,88 \times 6 = 11,28\text{m}^2$$

• **Poids propre :**

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose.... $0,1305 \times 11,28 = 1,472\text{KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 6 = 0,948\text{KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)* $0,04 \times 11,28 = 0,451\text{KN}$
- Poids des assemblages (goussets)..... $0,1\text{KN}$
- TOTAL.....2,971KN**

• **Surcharges climatiques :**

1) Surcharges du vent :

La zone la plus chargée est F dont $C_{pi} = 0,8$

$$q_j = 1,516\text{KN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1,516 \times 11,28 = 17,10\text{KN}$$

2) Surcharges de la neige :

$$S_{\max} = 0,08\text{KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de $11,28\text{m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,08 \times 11,28 = 0,902\text{KN}$$

1) Nœud de rive :

$$S = 5,64\text{m}^2$$

• **Poids propre :**

- Couverture (les pan sandwich) + acc de pose.....0,1305×5,64=0,736KN
- La panne (IPE 160).....0,158×6=0,948KN
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m²)0,04×5,64=0,225KN
- Poids des assemblages (goussets).....0,1KN
- TOTAL..... **2,009KN**

• **Surcharges du vent :**

$$V=q_j \times S = 1,516 \times 5,64 = 8,55 \text{KN}$$

• **Surcharges de la neige :**

$$S = 0,08 \times 5,64 = 0,451 \text{KN}$$

7.9. Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

1) Nœud intermédiaire :

- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5V = 2,971 + 1,5(-17,10) = -22,679 \text{KN}$$

- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (2,971) + 1,5 \times 0,902 = 5,363 \text{KN}$$

2) Nœud de rive :

- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5V = 2,009 + 1,5(-8,55) = - 10,816 \text{KN}$$

- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (2,009) + 1,5 \times 0,451 = 3,388 \text{KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT structure. Les sollicitations max dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS	(-)	(+)
Membrures supérieure	-87,76	138,88
Membrures inférieure	-151,36	74,25
Diagonales	-118,74	141,71
Montants	-101,46	89,03

Tab.III.5 : Les efforts max dans les éléments de la ferme de versant gauche.

7.10. Pré dimensionnement des éléments :**7.10 .1. Membrure supérieure :**

$$N^{\max} = 138,88 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{138,88 \cdot 1}{23,5} = 5,90 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×5) de section $A_s = 9,6\text{cm}^2$

7.10.2. Membrure inférieure :

$$N^{\max} = 74,25 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{74,25 \cdot 1}{23,5} = 3,16 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (40×40×4) de section $A_s = 6,16\text{cm}^2$

7.10.3. Diagonale :

$$N^{\max} = 141,71 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{141,71 \cdot 1}{23,5} = 6,03 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×5) de section $A_s = 9,6\text{cm}^2$

7.10.4. Les montants :

$$N^{\max} = 89,03 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{89,03 \cdot 1}{23,5} = 3,78 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (40×40×4) de section $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

7.11. Vérification des éléments comprimés au flambement :**7.11.1. Membres supérieure :**

$$N^{\max} = -87,76 \text{KN (-) pour la compression}$$

$$l_k = 188 \text{cm}$$

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,6 \text{cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,32 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,85 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,38$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,38 \cdot 1,9 \cdot 6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 77,93 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 87,76 \text{KN} > N_{crd} = 77,93 \text{KN}$$

Non vérifiée

On augmente la section à 2L (70 × 70 × 7)

$$N^{\max} = -87,76 \text{KN}$$

$$l_k = 188 \text{cm}$$

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18,80 \text{cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,92 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,63 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Détermination de χ_{\min}

On détermine χ à partir de l'abaque courbe (C) de l'ECOCODE 3

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,404$$

$$N_{crd} = 0,404 \cdot 1,18 \cdot 80 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 162,56 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 87,76 \text{KN} > N_{crd} = 162,56 \text{KN}$$

Vérifiée

7.11.2. Membrures inférieures :

$$N^{\max} = -151,36KN$$

$$l_k = 187cm$$

$$2L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 6,16cm^2$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,659 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,976 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Détermination de χ_{\min}

On détermine χ à partir de l'abaque courbe (C) de l'ECOCODE 3

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,2705$$

$$N_{crd} = 0,2705 \cdot 1,6,16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 35,59KN$$

$$N_{sd} = 151,36KN > N_{crd} = 35,59KN \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à **2L (60×60×6)**

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82cm^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{103,31}{93,9} \right] = 1,1 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{67,75}{93,9} \right] = 0,72 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,534$$

$$N_{crd} = 0,534 \cdot 1 \cdot 13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 157,66KN$$

$$N_{sd} = 151,36KN < N_{crd} = 157,66KN \quad \text{vérifiée}$$

7.11.3. La diagonale :

$$N^{\max} = -118,74KN (-) \text{ pour la compression}$$

$$l_k = 412cm$$

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,6cm^2$$

$$\bar{\lambda}_y = 2,90 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,86 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,1012$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,1012 \cdot 1,9 \cdot 6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 20,75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 118,74 \text{ KN} > N_{crd} = 20,75$$

Non vérifiée

On augmente la section des cornières à **2L (80×80×8)**

$$2L(80 \times 80 \times 8) \Rightarrow A = 24,54 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{170,24}{93,9} \right] = 1,81 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{114,44}{93,9} \right] = 1,21 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,232$$

$$N_{crd} = 0,232 \cdot 1,24 \cdot 54 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 121,63 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 118,74 \text{ KN} < N_{crd} = 121,63 \text{ KN}$$

vérifiée

7.11.4. Le montant :

$$N^{\max} = -101,46 \text{ KN}$$

$$l_k = 368 \text{ cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = 3,26 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,92 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Détermination de χ_{\min}

On détermine χ à partir de l'abaque courbe (C) de l'ECOCODE 3

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,0816$$

$$N_{crd} = 0,0816 \cdot 1,6 \cdot 16 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 10,73KN$$

$$N_{sd} = 101,46KN > N_{crd} = 10,73KN \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières a **2L (75×75×7)**

$$2L(75 \times 75 \times 7) \Rightarrow A = 20,20cm^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{161,40}{93,9} \right] = 1,71 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{108,87}{93,9} \right] = 1,16 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,255$$

$$N_{crd} = 0,255 \cdot 1,20 \cdot 20 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 110,04KN$$

$$N_{sd} = 101,46KN < N_{crd} = 110,04KN \quad \text{vérifiée}$$

7.12. Conclusion :

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (70×70×7)
Membrures inférieures	2L (60×60×6)
Les diagonales	2L (80×80×8)
Les montants	2L (75×75×7)

Tableau.III.6 : Les sections de la ferme choisies pour le versant gauche.

7.13. Vérification avec son poids propre réel :

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT structure. Les sollicitations max dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS	(-)	(+)
Membrures supérieure	-85,55	139,11
Membrures inférieure	-142,56	72,06
Diagonales	-117,06	136,48
Montants	-97,53	87,88

Tab.III.7 : Les efforts max dans les éléments de la ferme avec son poids propre réel.

7.13.1. Vérification des éléments comprimés au flambement :

On vérifie directement les nouvelles résultats avec les résultats précédentes.

7.13.1.1. Membrures supérieure :

$$N_{sd} = 85,55 \text{ KN} < N_{crd} = 162,56 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

7.13.1.2. Membrures inférieures :

$$N_{sd} = 142,56 \text{ KN} < N_{crd} = 157,66 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

7.13.1.3. La diagonale :

$$N_{sd} = 117,06 \text{ KN} < N_{crd} = 121,63 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

7.13.1.4. Le montant :

$$N_{sd} = 97,53 \text{ KN} < N_{crd} = 110,04 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (70×70×7)
Membrures inférieures	2L (60×60×6)
Les diagonales	2L (80×80×8)
Les montants	2L (75×75×7)

Tableau.III.8 : Les sections de la ferme choisies pour le versant gauche.

8. Calcul des potelets :

8.1. Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profiles 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.

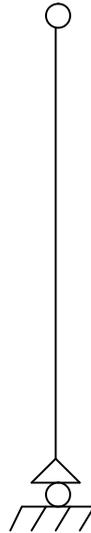


Figure III.12 schéma statique du potelet

8.2. Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé :

8.2.1. charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (panneau sandwich)	8,80kg/m ²
Poids propre de la lisse (IPE140).....	12,9kg/ml
Accessoires de pose	3kg/m ²

La longueur de la lisse la plus défavorable et de : L=6,545m et le nombre des lisses supporter par le potelet N=5lisses.

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : S= (6,545 × 7,07)

L'entraxe des potelets e=6,545m

$$G = (12,9 \times 5 \times 6,545) + (8,80 + 3) \times 6,545 \times 7,07 = 968,175 \text{ daN}$$

8.2.2. Surcharge climatique V :

Vent.....89,71kg/m²

$$V=89,71 \times 6,545=587,15 \text{ daN/ml}$$

8.3. Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

$$V=587,15 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{Z.sd} = 1,5 \times V = 880,72 \text{ daN / ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{V.l^4}{E.I} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{10^3 \cdot 880,72 \cdot 10^{-2} \cdot 707^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 3859,629 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 240**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 3891,6 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 283,58 \text{ cm}^4 \\ A = 39,1 \text{ cm}^2 \\ H = 240 \text{ cm} \\ G = 30,7 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

8.3.1. Vérification de la section a la résistance :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Ou $M_{c.Rd}$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{c.Rd} = 366,6 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 7831,90 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{Q_{Z.sd} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{880,72 \cdot (7,07)^2}{8} = 5502,837 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y.Sd} = 5502,837 \text{ daN.m} \leq M_{ply.Rd} = 7831,90 \text{ daN.m} \quad \text{OK}$$

Incidence de l'effort normale :

Si $N_{Sd} \leq \text{Min}(0,25N_{pl.Rd}, 0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 968,175 = 1307,036 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39,1 \cdot 2350}{1,1} = 83531,81 \text{ daN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl.Rd} = 20882,95 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 15,58 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 16642,27 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1307,81 \text{ daN} < \text{min}(20882,95; 16642,27) = 16642,27 \text{ daN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

8.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

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

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

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

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

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

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{707}{9,97} = 70,91$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{70,91}{93,9} \times 1 = 0,755$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$h/b = 240/120 = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** \longrightarrow courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,823$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{165}{2,69} = 61,33$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{61,33}{93,9} \times 1 = 0,653$$

Axe de flambement **z-z** \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha = 0,34$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,811$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,823; 0,811) = 0,811$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{165}{2,69}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{165}{2,69}}{\frac{24}{0,98}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 53,85$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,573$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,573 > 0,4 \quad \longrightarrow \quad \text{Il y a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,573 - 0,2) + 0,573^2 \right] = 0,703$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,90$$

$$\chi_{LT} = 0,90 < 1$$

Calcul de coefficient k :

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

$$\mu_y = 0,573(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{366,6 - 324,3}{324,3} = -0,672$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,672 \times 1307,81}{0,823 \times 39,1 \times 2350} = 1,011 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,653 \cdot 1,3 - 0,15 = -0,022 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,022 \cdot 1307,81}{0,811 \cdot 39,1 \cdot 2350} = 1$$

$$N_{Sd} = 1307,81 \text{ daN}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{1,5Vl^2}{8}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{1,5 \times 587,15 \times 7,07^2}{8} = 5502,86 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39,1 \cdot 2350}{1,1} = 83531,81 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 366,6 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 7831,90 \text{ daN.m}$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1307,81}{0,811 \cdot 83531,81} + \frac{1 \cdot 5502,86}{0,9 \cdot 7831,90} = 0,799 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Conclusion

L'IPE 240 convient comme potelet.

Chapitre IV

Calcul des contreventements

1. introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposent à l'action des forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séisme, 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 (poutre au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontales appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

2. Calcul de la poutre au vent en pignon :(versant droite)

Elle sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumises aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entrainement.

2.1. Evaluation des efforts horizontaux :

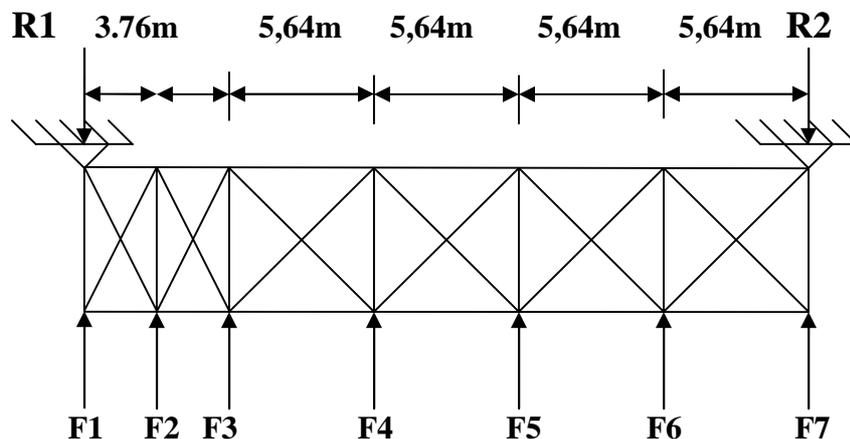


Figure IV.1 Schéma statique de la poutre au vent droite

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1 \times b}{2 \times 16} \right) + \frac{F_{fr}}{16} \quad (\text{Lahlou Dehmani})$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2 \times b}{2 \times 8} \right) + \frac{F_{fr}}{8}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3 \times b}{2 \times 6.4} \right) + \frac{F_{fr}}{6.4}$$

$$F_{4..6} = \left(V \times \frac{h_{4..6} \times b}{2 \times 5.33} \right) + \frac{F_{fr}}{5.33}$$

$$F_7 = \left(V \times \frac{h_7 \times b}{2 \times 10.66} \right) + \frac{F_{fr}}{10.66}$$

Dans notre projet nous avons $V=72,07\text{daN/m}^2$

$$b=30,08\text{m}$$

$$F_{fr}=7122,64\text{daN}$$

$$F_1 = \left(72,07 \times \frac{10,93}{2} \times \frac{30,08}{16} \right) + \frac{7122,64}{16} = 1185,62\text{daN}$$

$$F_2 = \left(72,07 \times \frac{10,58}{2} \times \frac{30,08}{8} \right) + \frac{7122,64}{8} = 2323,83\text{daN}$$

$$F_3 = \left(72,07 \times \frac{10,23}{2} \times \frac{30,08}{6,4} \right) + \frac{7122,64}{6,4} = 2845,51\text{daN}$$

$$F_4 = \left(72,07 \times \frac{9,70}{2} \times \frac{30,08}{5,33} \right) + \frac{7122,64}{5,33} = 3308,96\text{daN}$$

$$F_5 = \left(72,07 \times \frac{9,18}{2} \times \frac{30,08}{5,33} \right) + \frac{7122,64}{5,33} = 3203,21\text{daN}$$

$$F_6 = \left(72,07 \times \frac{8,655}{2} \times \frac{30,08}{5,33} \right) + \frac{7122,64}{5,33} = 3096,45\text{daN}$$

$$F_7 = \left(72,07 \times \frac{8,07}{2} \times \frac{30,08}{10,66} \right) + \frac{7122,64}{10,66} = 1488,74\text{daN}$$

2.2. Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.

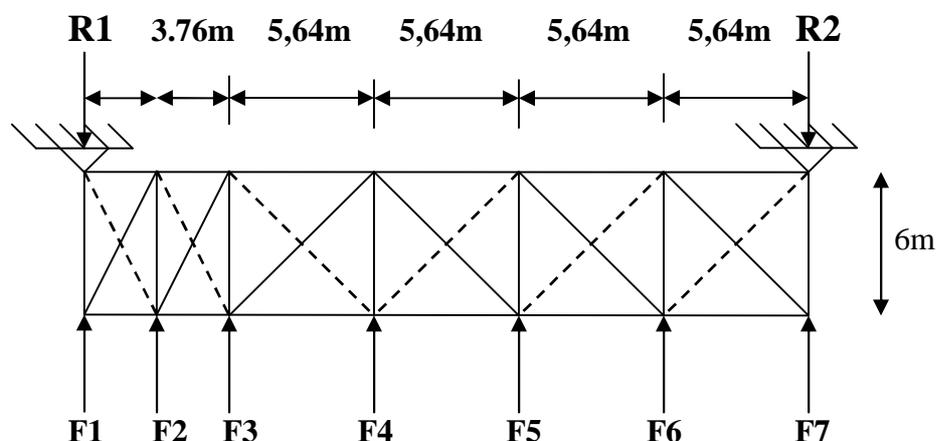


Figure IV.2 Schéma statique de la poutre au vent droite

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémités (le plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R_1$$

Avec

$$R_1 = 8996,18 \text{ daN}$$

$$R_2 = 8456,14 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{5,64}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{5,64}{6} = 43,22^\circ$$

$$\tan \theta = \frac{3,76}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{3,76}{6} = 32,07^\circ$$

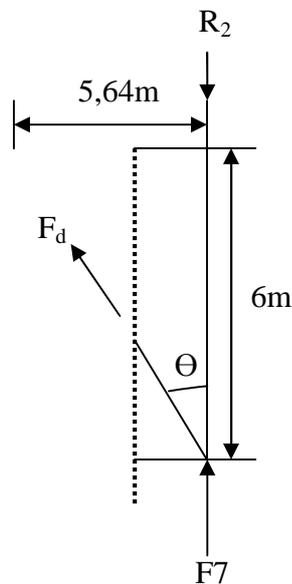


Figure IV.3 présentations des forces sur le nœud

$$F_d = \frac{R_1 - F_1}{\cos \theta} = \frac{8996,18 - 1185,62}{\cos 32,07^\circ} = 9217,08 \text{ daN}$$

$$F_d = \frac{R_2 - F_7}{\cos \theta} = \frac{8456,14 - 1488,74}{\cos 43,22^\circ} = 9561,02 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 9561,02 \text{ daN} = 143,41 \text{ KN}$$

2.3. Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{143,21.1}{23,5} = 6,094 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière 2L60×60×6.

La vérification sa sera après le calcul des assemblages.

3. Calcul de la poutre au vent en pignon :(versant gauche)

3.1. Evaluation des efforts horizontaux :

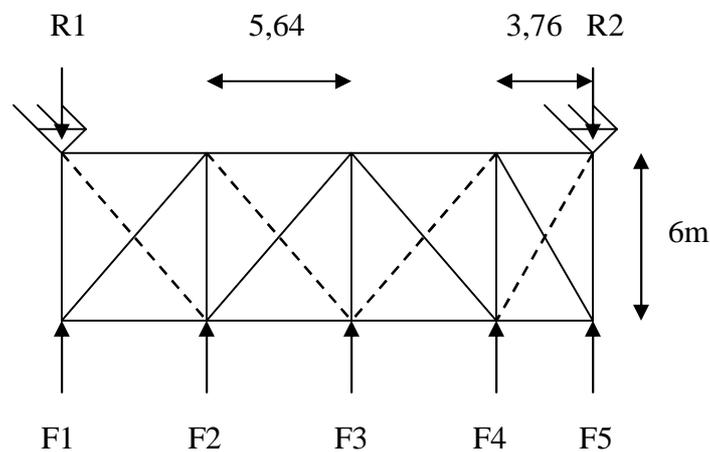


Figure IV.4 Schéma statique de la poutre au vent gauche

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1 \times b}{2 \times 7,33} \right) + \frac{F_{fr}}{7,33}$$

$$F_2 = \dots = F_3 = \left(V \times \frac{h_{2...3} \times b}{2 \times 3,66} \right) + \frac{F_{fr}}{3,66}$$

$$F_4 = \left(V \times \frac{h_4 \times b}{2 \times 4,4} \right) + \frac{F_{fr}}{4,4}$$

$$F_5 = \left(V \times \frac{h_5 \times b}{2 \times 11} \right) + \frac{F_{fr}}{11}$$

Nous avons $V=72,07 \text{ daN/m}^2$

$b= 20,68 \text{ m}$

$F_{fr}=7122,64 \text{ daN}$

$$F_1 = 1882,62 \text{ daN}$$

$$F_2 = 3878,31 \text{ daN}$$

$$F_3 = 3986,22 \text{ daN}$$

$$F_4 = 3405,57 \text{ daN}$$

$$F_5 = 1387,97 \text{ daN}$$

3.2. Effort de traction dans les diagonales :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémités (le plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_5 = R_2$$

Avec : $R_1 = 7134,33 \text{ daN}$

$$R_2 = 7406,36 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{3,76}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{3,76}{6} = 32,07^\circ$$

$$F_d = \frac{R_2 - F_5}{\cos \theta} = \frac{7406,36 - 1387,97}{\cos 32,07^\circ} = 7102,18 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{5,64}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{5,64}{6} = 43,22^\circ$$

$$F_d = \frac{R_1 - F_1}{\cos \theta} = \frac{7134,33 - 1882,62}{\cos 43,22^\circ} = 7206,66 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1,5 \times F_d = 10809,99 \text{ daN} = 108,10 \text{ KN}$$

3.3. Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{108,10}{23,5} = 4,60 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière 2L60×60×6.

La vérification sa sera après le calcul des assemblages.

4. Calcul de la palée de stabilité en long pans (droite) :

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

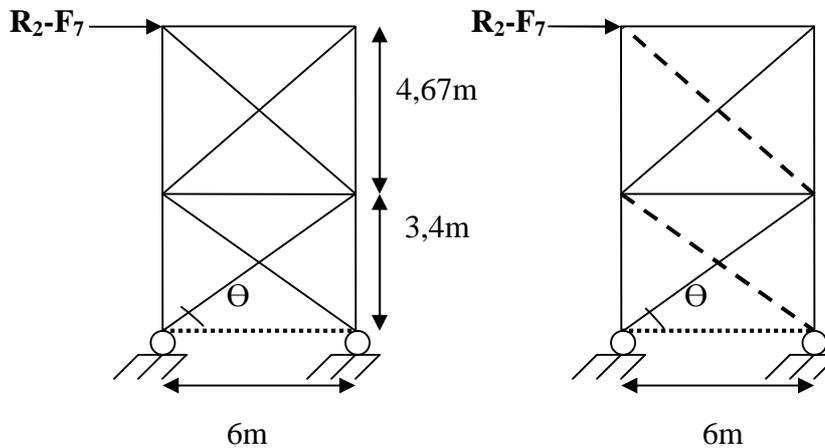
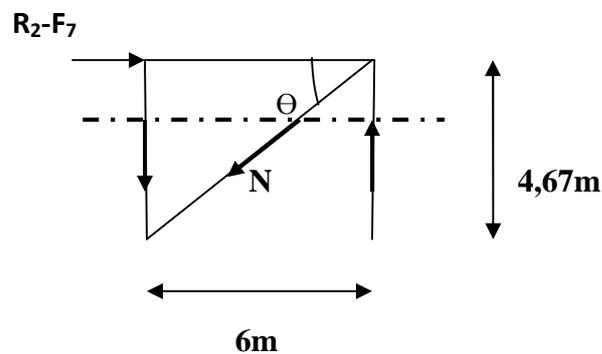


Figure IV.5 Schéma statique de palée de stabilité en long pan

➤ Par la méthode des coupures :

Effort de traction dans la diagonale tendue :



$$N \cos \theta = R_2 - F_7$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{4,67}{6} = 0,778$$

$$\theta = \operatorname{arctg} 0,778 = 37,89^\circ$$

$$N = \frac{R_2 - F_7}{\cos \theta}$$

$$N = \frac{8456,14 - 1488,74}{\cos 37,89} = 8828,53 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Sd} = 1,5N = 1,5 \cdot 8828,53 = 13242,79 \text{ daN}$$

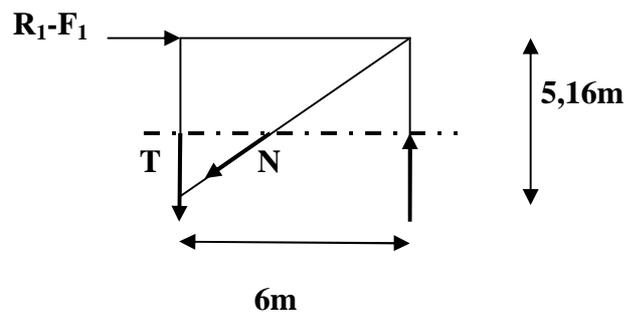
$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{13242,79 \cdot 1}{2350} = 5,63 \text{ cm}^2$$

On adopte double cornière **2 L60×60×6**.

La vérification sa sera après le calcul des assemblages.

5. Calcul de la palée de stabilité en long pans (gauche) :



$$N \cos \theta = R_1 - F_1$$

$$\text{tg } \theta = \frac{5,16}{6} = 0,86$$

$$\theta = \text{arctg } 0,86 = 40,69^\circ$$

$$N = \frac{R_1 - F_1}{\cos \theta}$$

$$N = 6926,11 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Sd} = 1,5N = 1,5 \cdot 6926,11 = 10389,16 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{10389,16.1}{2350} = 4,42 \text{ cm}^2$$

On adopte double cornière **2 L60×60×6**.

La vérification sa sera après le calcul des assemblages.

6. Calcul des palées de stabilité centrale :

➤ **1^{er} palée (droite) :**

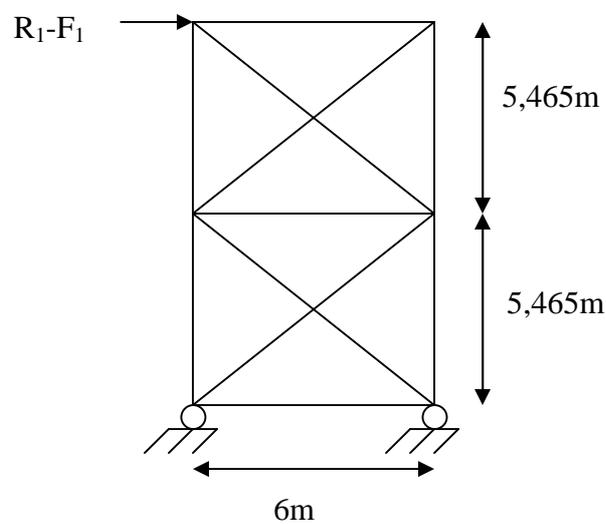
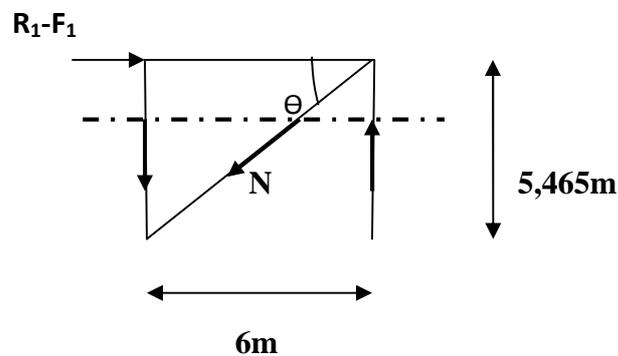


Figure IV.6 Schéma statique de palée de stabilité au niveau du poteau central

➤ **Par la méthode des coupures :**

Effort de traction dans la diagonale tendue :



$$N \cos \theta = R_1 - F_1$$

$$\text{tg } \theta = \frac{5,465}{6} = 0,9108$$

$$\theta = \arctg 0,9108 = 42,32^\circ$$

$$N = \frac{R_1 - F_1}{\cos \theta}$$

$$N = \frac{8996,18 - 1185,62}{\cos 42,32} = 10563,43 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Sd} = 1,5N = 1,5 \cdot 10563,43 = 15845,146 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{19937,72.1}{2350} = 6,74 \text{ cm}^2$$

On adopte double cornière **2 L60 × 60 × 6**.

La vérification sa sera après le calcule des assemblages.

➤ **2^{eme} palée (gauche) :**

$$N \cos \theta = R_2 - F_5$$

$$\text{tg} \theta = \frac{5.465}{6} = 0,910$$

$$\theta = \arctg 0,910 = 42,32^\circ$$

$$N = \frac{R_2 - F_5}{\cos \theta}$$

$$N = \frac{7406,36 - 1387,97}{\cos 42,32} = 8139,60 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1,5N = 1,5 \cdot 8139,60 = 12209,40 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{12209,40 \cdot 1}{2350} = 5,195 \text{ cm}^2$$

On adopte double cornière **2 L60×60×6**.

La vérification sa sera après le calcul des assemblages.

7. Calcul de la poutre sablière :

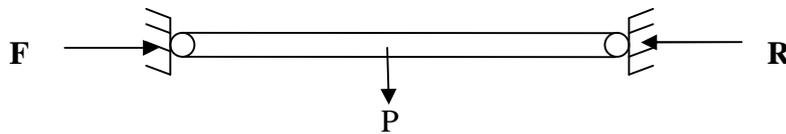


Figure IV.7 : Schéma statique de la poutre sablière.

7.1. Pré-dimensionnement de la poutre sablière droite :

$$F = F_7 = 1488,74 \text{ daN}$$

$$R = R_2 = 8456,14 \text{ daN}$$

$$N^{\max} = R_2 - F_7 = 6967,4 \text{ daN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{6967,4}{2350} = 2,96 \text{ cm}^2$$

On adopte profilé tubulaire de **101×3,6**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = I_z = 133,24 \text{ cm}^4 \\ W_{ely} = W_{elz} = 26,23 \text{ cm}^3 \\ W_{ply} = W_{plz} = 34,61 \text{ cm}^3 \\ A = 11,08 \text{ cm}^2 \\ D = 10,2 \text{ cm} \\ e = 3,6 \text{ cm} \\ G = 8,70 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

7.1.1. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

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

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

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

Flambement par rapport à l'axe **y-y** (hors plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{600}{3,5} = 171,42$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{171,42}{93,9} \times 1 = 1,82$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EUR 3)

Pour les sections tubulaires laminées à chauds la courbe de flambement est la courbe **a**

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,265$$

Calcul de coefficient k :

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

$$\mu_y = 1,82(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{34,61 - 26,23}{26,23} = -2,22$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-2,22 \times 6967,4}{0,265 \times 11,08 \times 2350} = 3,24 \quad \text{Avec } k_y \geq 1,5$$

$$N_{Sd} = 6967,4 \text{ daN}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{Gl^2}{8}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{8,70 \times 6^2}{8} = 39,15 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11,08 \cdot 2350}{1,1} = 23670,90 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 34,61 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 739,395 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{6967,4}{0,265 \cdot 23670,90} + \frac{3,24 \cdot 39,15}{739,395} = 1,28 > 1 \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section à **114×3,6**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{600}{3,9} = 153,84$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{153,84}{93,9} \times 1 = 1,63$$

$$\chi_y = 0,323$$

$$\mu_y = 1,63(2,1,3 - 4) + \frac{44,16 - 33,59}{33,59} = -1,96$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,96 \times 6967,4}{0,323 \times 12,52 \times 2350} = 2,43 \quad \text{Avec } k_y \geq 1,5$$

$$N_{Sd} = 6967,4 \text{ daN}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{Gl^2}{8}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{9,83 \times 6^2}{8} = 44,235 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12,52 \cdot 2350}{1,1} = 26747,27 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 44,16 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 943,41 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{6967,4}{0,323 \cdot 26747,27} + \frac{2,43 \cdot 44,235}{943,41} = 0,919 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

7.2. Pré-dimensionnement de la poutre sablière gauche :

$$F = F_1 = 1882,62 \text{ daN}$$

$$R = R_1 = 7134,33 \text{ daN}$$

$$N^{\max} = R_1 - F_1 = 5251,71 \text{ daN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{5251,71}{2350} = 2,23 \text{ cm}^2$$

On adopte profilé tubulaire de **101×3,6**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = I_z = 133,24 \text{ cm}^4 \\ W_{ely} = W_{elz} = 26,23 \text{ cm}^3 \\ W_{ply} = W_{plz} = 34,61 \text{ cm}^3 \\ A = 11,08 \text{ cm}^2 \\ D = 10,2 \text{ cm} \\ e = 3,6 \text{ cm} \\ G = 8,70 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

7.2.1. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

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

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

Flambement par rapport à l'axe **y-y** (hors plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{600}{3,5} = 171,42$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{171,42}{93,9} \times 1 = 1,82$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EUR 3)

Pour les sections tubulaires laminées à chauds la courbe de flambement est la courbe **a**

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,265$$

Calcul de coefficient k :

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

$$\mu_y = 1,82(2.1,3 - 4) + \frac{34,61 - 26,23}{26,23} = -2,22$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-2,22 \times 5251,71}{0,265 \times 11,08 \times 2350} = 2,68 \quad \text{Avec } k_y \geq 1,5$$

$$N_{Sd} = 5251,71 \text{ daN}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{Gl^2}{8}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{8,70 \times 6^2}{8} = 39,15 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11,08 \cdot 2350}{1,1} = 23670,90 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 34,61 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 739,395 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{5251,71}{0,265 \cdot 23670,90} + \frac{2,68 \cdot 39,15}{739,395} = 0,97 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

On adopte une poutre sablière de $114 \times 3,6$ pour les deux versants

8. Calcul de la poutre faitière :

8.1. Pré-dimensionnement de la poutre faitière droite :

$$F = F_1 = 1185,62 daN$$

$$R = R_1 = 8996,18 daN$$

$$N^{\max} = R_2 - F_1 = 7810,56 daN$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{7810,56}{2350} = 3,32 cm^2$$

On adopte profilé tubulaire de **101×3,6**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = I_z = 133,24 cm^4 \\ W_{ely} = W_{elz} = 26,23 cm^3 \\ W_{ply} = W_{plz} = 34,61 cm^3 \\ A = 11,08 cm^2 \\ D = 10,2 cm \\ e = 3,6 cm \\ G = 8,70 Kg / ml \end{array} \right.$$

8.1.1. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

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

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

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

Flambement par rapport à l'axe **y-y** (hors plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{600}{3,5} = 171,42$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{171,42}{93,9} \times 1 = 1,82$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EUR 3)

Pour les sections tubulaires laminées a chauds la courbe de flambement ce la courbe a

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,265$$

Calcul de coefficient k :

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

$$\mu_y = 1,82(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{34,61 - 26,23}{26,23} = -2,22$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-2,22 \times 7810,56}{0,265 \times 11,08 \times 2350} = 3,51 \quad \text{Avec } k_y \geq 1,5$$

$$N_{sd} = 7810,56 daN$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{Gl^2}{8}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{8,70 \times 6^2}{8} = 39,15 daN.m$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11,08 \cdot 2350}{1,1} = 23670,90 daN$$

$$M_{ply.Rd} = 34,61 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 739,395 daN.m$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{7810,56}{0,265 \cdot 23670,90} + \frac{3,51 \cdot 39,15}{739,395} = 1,43 > 1 \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section à **139×4**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{600}{4,8} = 125$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{125}{93,9} \times 1 = 1,33$$

$$\chi_y = 0,454$$

$$\mu_y = 1,33(2,1,3 - 4) + \frac{73,68 - 56,24}{56,24} = -1,55$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,55 \times 7810,56}{0,454 \times 17,05 \times 2350} = 1,66 \quad \text{Avec } k_y \geq 1,5$$

$$N_{Sd} = 7810,56 \text{ daN}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{Gl^2}{8}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{13,39 \times 6^2}{8} = 60,255 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{17,05 \cdot 2350}{1,1} = 36425 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 73,68 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 1574,07 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{7810,56}{0,454 \cdot 36425} + \frac{1,66 \cdot 60,255}{1574,07} = 0,535 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

8.2. Pré-dimensionnement de la poutre faitière gauche :

$$F = F_5 = 1387,97 \text{ daN}$$

$$R = R_2 = 7406,36 \text{ daN}$$

$$N^{\max} = R_2 - F_7 = 6018,39 \text{ daN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{6018,39}{2350} = 2,56 \text{ cm}^2$$

On adopte profilé tubulaire de **101×3,6**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = I_z = 133,24 \text{ cm}^4 \\ W_{ely} = W_{elz} = 26,23 \text{ cm}^3 \\ W_{ply} = W_{plz} = 34,61 \text{ cm}^3 \\ A = 11,08 \text{ cm}^2 \\ D = 10,2 \text{ cm} \\ e = 3,6 \text{ cm} \\ G = 8,70 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

8.2.1. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

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

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

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

Flambement par rapport à l'axe **y-y** (hors plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{600}{3,5} = 171,42$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{171,42}{93,9} \times 1 = 1,82$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EUR 3)

Pour les sections tubulaires laminées à chauds la courbe de flambement est la courbe **a**

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,265$$

Calcul de coefficient k :

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

$$\mu_y = 1,82(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{34,61 - 26,23}{26,23} = -2,22$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-2,22 \times 6018,39}{0,265 \times 11,08 \times 2350} = 2,93 \quad \text{Avec } k_y \geq 1,5$$

$$N_{sd} = 6018,39 \text{ daN}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{Gl^2}{8}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{8,70 \times 6^2}{8} = 39,15 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11,08 \cdot 2350}{1,1} = 23670,90 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 34,61 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 739,395 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{6018,39}{0,265 \cdot 23670,90} + \frac{2,93 \cdot 39,15}{739,395} = 1,11 > 1 \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section à **114×3,6**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{600}{3,9} = 153,84$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{153,84}{93,9} \times 1 = 1,63$$

$$\chi_y = 0,323$$

$$\mu_y = 1,63(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{44,16 - 33,59}{33,59} = -1,96$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,96 \times 6018,39}{0,323 \times 12,52 \times 2350} = 2,24 \quad \text{Avec } k_y \geq 1,5$$

$$N_{Sd} = 6018,39 \text{ daN}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{Gl^2}{8}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{9,83 \times 6^2}{8} = 44,235 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12,52 \cdot 2350}{1,1} = 26747,27 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 44,16 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 943,41 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{Y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{6018,39}{0,323 \cdot 26747,27} + \frac{2,24 \cdot 44,235}{943,41} = 0,801 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

On adopte une poutre faitière de 139×4 pour les deux versants

Conclusion : Les sections sont des sections tubulaires type TROC

La poutre sablière		La poutre faitière	
droite	gauche	droite	gauche
114×3,6	114×3,6	139×4	139×4

Chapitre V

Etude sismique

1. Introduction :

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de loin le plus dangereux. Notre site est classé en zone IIa, cela nous conduit à respecter certaines dispositions constructives et à faire une estimation de l'action sismique en se basant sur les recommandations du nouveau règlement Algérien parasismique RPA 99 version 2003.

2. Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

3. Analyse de la structure :

3.1. Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.

- Les chargements dynamiques :
 - Les effets sismiques.

3.2. Méthodes de calcul :

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.

3.2.1. La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de reponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone **IIa** et un Groupe d'usage **2** Nous trouverons :

$A = 0.15$.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamental de la structure (T).

Avec :

T_1 , T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du [RPA99/ version 2003], site (S2) : **T_1 (sec) = 0.15s T_2 (sec) = 0.4s.**

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = 1,08 > 0.7$

$$\eta = 1,08$$

Estimation de la période fondamentale :

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 10,93 \text{ m.}$$

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie

$$\text{D'où : } C_T = 0,085$$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 10,93^{3/4} = 0,51s$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0.09h_N / \sqrt{D}$$

➤Partie droite :

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal :**

$$dx = 30,20 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,179s$$

- **Sens longitudinal :**

$$dy = 48,30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,141s$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min(T; T_x) = \min(0,51s; 0,179s) \Rightarrow T_x = 0,179s$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \min(0,51s; 0,141) \Rightarrow T_y = 0,141s$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0,4s$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

- **Sens transversal :**

Portique autostables ordinaires **R =4**

- **Sens longitudinal :**

Ossature contreventée par palée triangulées en X **R=4**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

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

Critère de qualité "q"	P _q
1. conditions minimales sur les files porteuses	0
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0,1

Tableau. V.1 : Pénalité de vérification

$$Q = 1 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0 = 1,1$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

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

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas $\beta = 0,3$

$$W_G = 1083,62KN$$

$$W_Q = 114,72KN$$

$$W = 1083,62 + 0,3 \times 114,72 = 1118,036KN$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,1}{4} \times 1118,036 = 124,52KN$$

$$V = 124,52 KN$$

➤Partie gauche :

D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal :**

$$dx = 21,30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,21s$$

- **Sens longitudinal :**

$$dy = 48,30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,141s$$

$$T_x = \min(T; T_x) = \min(0,51s; 0,21s) \Rightarrow T_x = 0,21s$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \min(0,51s; 0,141) \Rightarrow T_y = 0,141s$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0,4s$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

$$R=4$$

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la constriction.

$$Q=1,1$$

Dans notre cas $\beta = 0,3$

$$W_G = 819,31 \text{KN}$$

$$W_Q = 78,72 \text{KN}$$

$$W = 819,31 + 0,3 \times 78,72 = 842,92 \text{KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1,1}{4} \times 842,92 = 93,88 \text{KN}$$

$$V = 93,88 \text{ KN}$$

3.2.2. Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η, R, T_1, T_2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,10 \quad A = 0,15 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s$$

b) Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au dessus du sol et T_K la période du mode K.

c) Résultat de calcul :

➤Partie droite :(30,2m)

1) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
73/ 1	0,15	89,11	0,00	89,11	0,00	36238,98	36238,98
73/ 2	0,15	89,11	55,82	0,00	55,82	36238,98	36238,98
73/ 3	0,14	89,11	60,28	0,00	4,46	36238,98	36238,98
73/ 4	0,12	89,14	60,28	0,03	0,00	36238,98	36238,98
73/ 5	0,12	89,14	60,64	0,00	0,36	36238,98	36238,98
73/ 6	0,12	89,14	60,64	0,01	0,00	36238,98	36238,98
73/ 7	0,11	89,14	61,45	0,00	0,81	36238,98	36238,98
73/ 8	0,10	89,14	62,14	0,00	0,69	36238,98	36238,98
73/ 9	0,10	89,51	62,14	0,37	0,00	36238,98	36238,98
73/ 10	0,10	89,93	62,14	0,42	0,00	36238,98	36238,98

Tableau. V.2 : pourcentage de participation de masse dans la partie droite.

2) Les réponses modales de la structure :

- **Déformation modale :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,15$ s, taux de participation de la masse 89,11%**

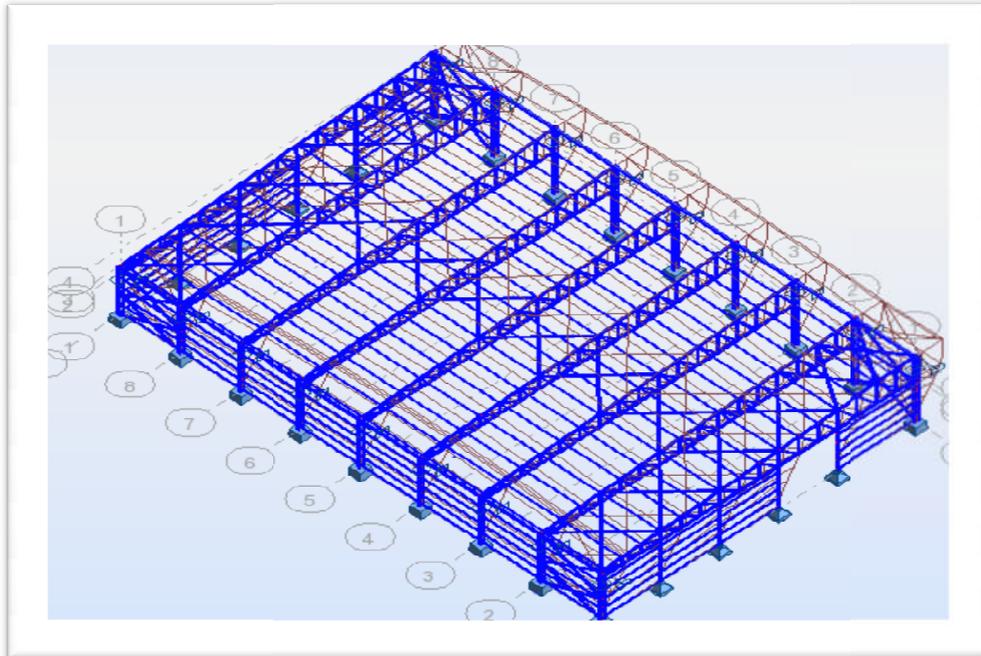


Figure. V.1 : Mode de déformation (1)

- **Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,15$ s, taux de participation de la masse 55,82%**

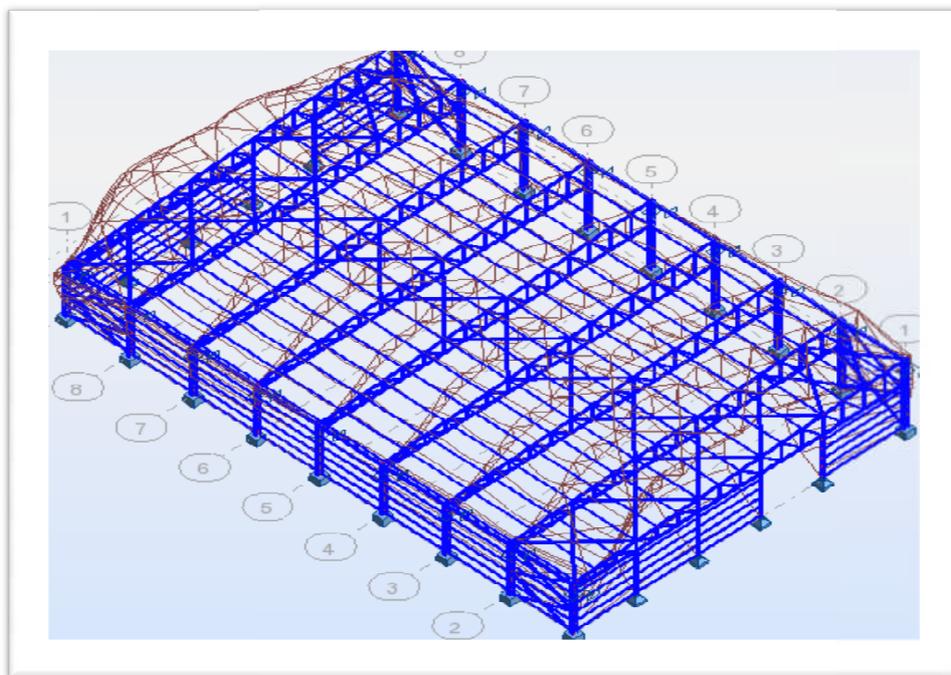


Figure. V.2 : Mode de déformation (2)

- Mode 3 : Rotation, période T = 0,14s

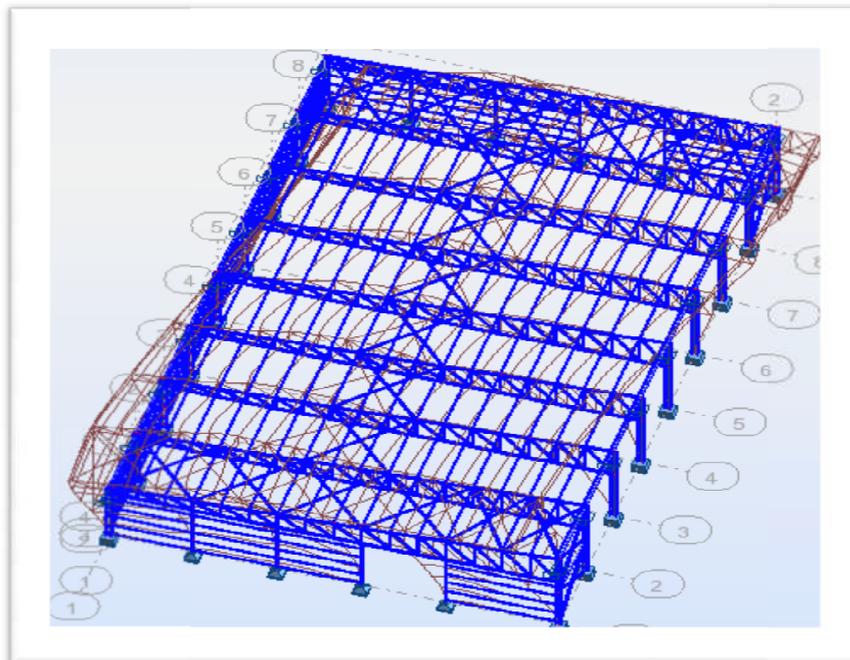


Figure. V.3 : Mode de déformation (3)

➤Partie gauche :(21,30 m)

1) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
73/ 1	0,14	45,87	0,00	45,87	0,00	27611,43	27611,43
73/ 2	0,14	45,87	70,01	0,00	70,01	27611,43	27611,43
73/ 3	0,14	45,87	70,79	0,00	0,78	27611,43	27611,43
73/ 4	0,14	49,97	70,79	4,10	0,00	27611,43	27611,43
73/ 5	0,13	49,97	70,83	0,00	0,04	27611,43	27611,43
73/ 6	0,13	50,36	70,83	0,39	0,00	27611,43	27611,43
73/ 7	0,12	50,36	70,95	0,00	0,13	27611,43	27611,43
73/ 8	0,11	50,36	72,21	0,00	1,25	27611,43	27611,43
73/ 9	0,09	50,36	73,04	0,00	0,84	27611,43	27611,43
73/ 10	0,09	50,36	75,44	0,00	2,40	27611,43	27611,43

Tableau. V.3 : pourcentage de participation de masse dans la partie gauche

- **Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,14$ s, taux de participation de la masse 45,87%**

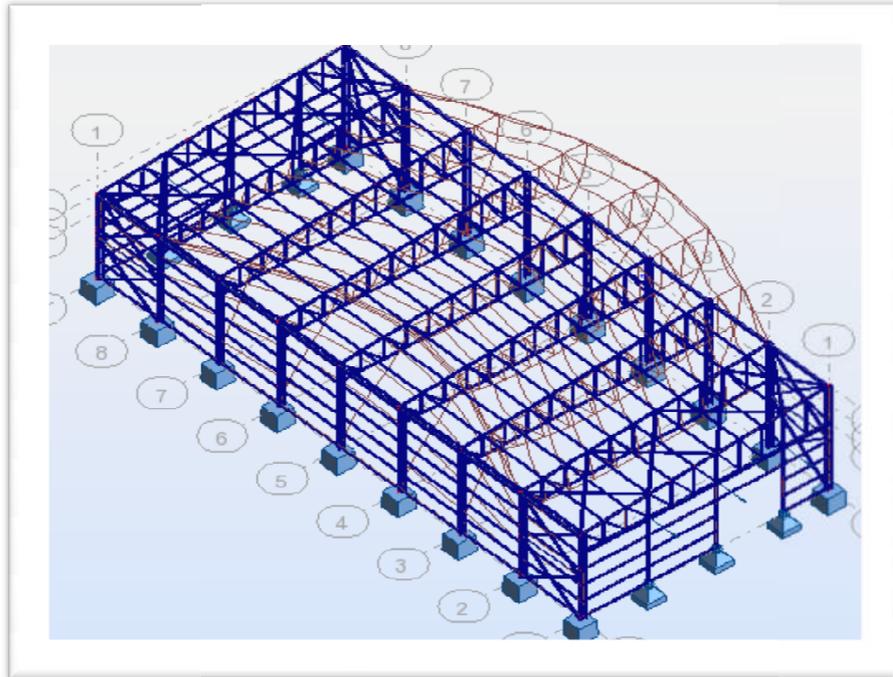


Figure.V.4 : Mode de déformation (1)

- **Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,14$ s, taux de participation de la masse 70,01%**

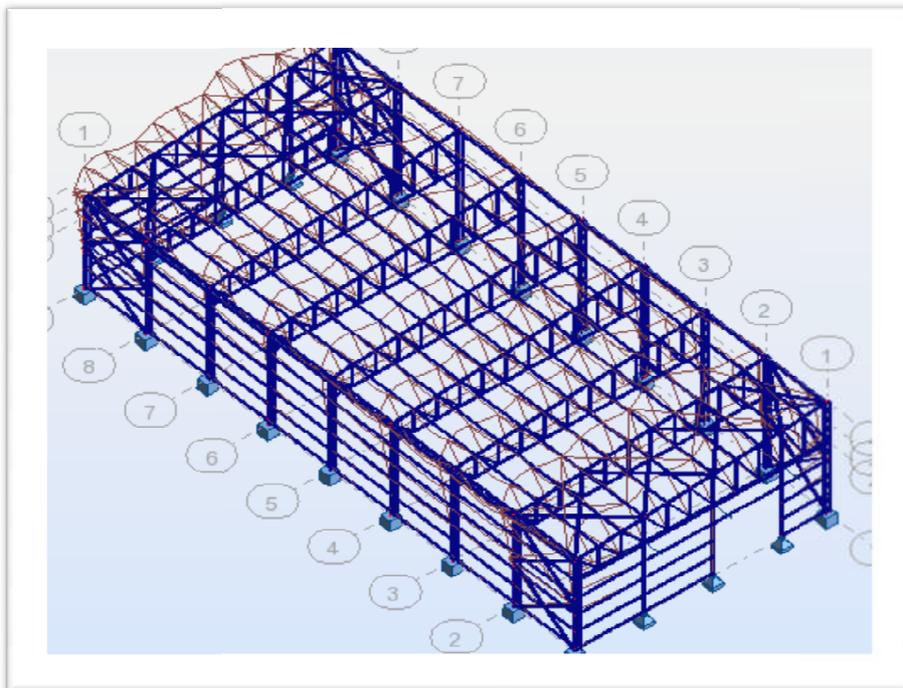


Figure. V.5 : Mode de déformation (2)

- Mode 3 : Rotation, période $T = 0,14s$

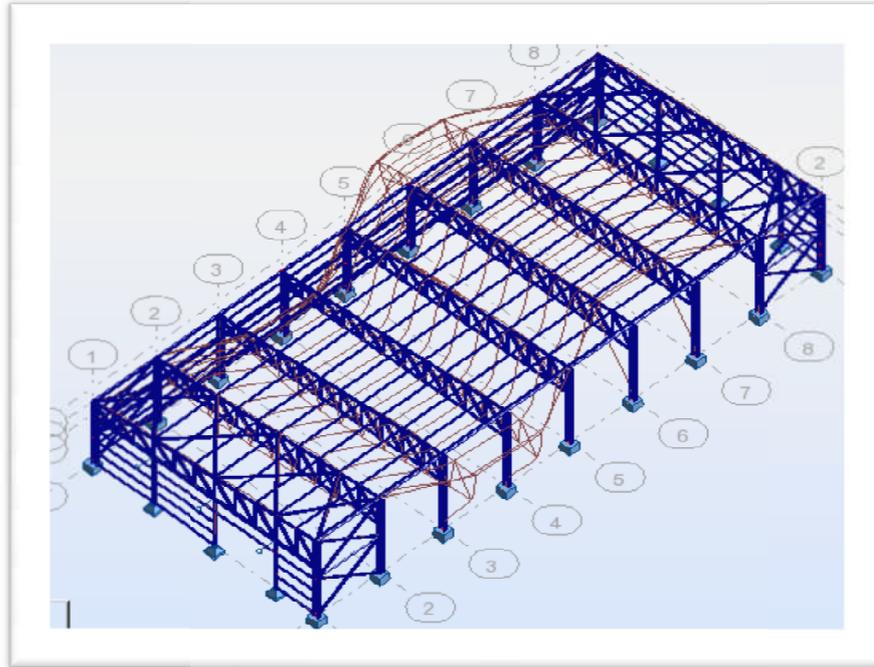


Figure. V.6 : Mode de déformation (3)

4. Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

4.1. Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

V1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.

V1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.

V2D : Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.

V2S : Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + V1D	G + V1D
G + V1S	G + V1S
G + V2D	G + V2D
G + V2S	G + V2S
G + S	G + Q
1,35G + 1,5 Q	G + S
1,35G + 1,5 S	G + 0,9(Q + S)
1,35(G + Q + V1S)	G + 0,9(Q + V1S)
1,35(G + Q + V1D)	G + 0,9(Q + V1D)
1,35(G + Q + V2S)	G + 0,9(Q + V2S)
1,35(G + Q + V2D)	G + 0,9(Q + V2D)
1,35(G + Q + S)	
G + Q + E	
G + Q - E	
G + E	
G - E	
0,8G + E	
0,8G - E	

Tableau. V.4 : Combinaisons de calcul.

4.2. Vérification des résultats des forces sismiques :

➤ **Partie droite (30,2m) :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	124,52	99,61	44,18	Non vérifiée
Sens yy	124,52	99,61	28,89	Non vérifiée

Tableau. V.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la partie droite

$V_t < 0,8V$ on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) en multipliant E_x, E_y par le rapport $0,8V/V_t$ respectivement.

➤ **Partie gauche (21,30m) :**

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	93,88	75,104	27,33	Vérifiée
Sens yy	93,88	75,104	19,05	Vérifiée

Tableau. V.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la partie gauche.

D'après l'article 4.3.6 de l'RPA, si $V_t < 0,8V$ on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) en multipliant E_x, E_y par le rapport $0,8V/V_t$ respectivement.

4.3. Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)I}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

➤Partie droite (30,20m) :

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	0,4	0,6
Suivant Y	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	5,2	1,1
Suivant Z	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	1,4	2,5

Tableau. V.7 : Déplacement max en situation durable dans la partie droite.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1093}{150} = 7,28cm \\ \frac{h}{125} = \frac{1093}{125} = 8,744cm \\ \frac{L}{200} = \frac{3020}{200} = 15,1cm \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

➤ **Partie gauche (21,30m) :**

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+V1D)	1,35(G+Q+S)	0,4	0,2
Suivant Y	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	3,1	0,1
Suivant Z	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	1,3	1

Tableau. V.8 : Déplacement max en situation durable dans la partie gauche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1093}{150} = 7,28cm \\ \frac{h}{125} = \frac{1093}{125} = 8,744cm \\ \frac{L}{200} = \frac{2130}{200} = 10,65cm \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4

➤ **Partie droite (L=30,20m) :**

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0,4	0,6	1,6	2,4

Tableau. V.9 : Déplacement relatif des niveaux dans la partie droite.

$$\frac{h}{100} = \frac{1093}{100} = 10,93 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 10,93 cm, donc ils sont vérifiés.

➤ Partie gauche (L=21,30m) :

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0,1	0,4	0,4	1,6

Tableau.V.10 : Déplacement relatif des niveaux dans la partie gauche.

$$\frac{h}{100} = \frac{1093}{100} = 10,93 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 10,93 cm, donc ils sont vérifiés.

4.4. Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Partie droite (L=30,20m) :**

- **Sens X-X :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
10,93	1,6	1118,036	124,52	10,93	0,146	0,013

Tableau. V.11 : Effet P- Δ suivant X-X dans la partie droite.

$\theta_k = 0,013 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
8,75	2,4	1118,036	124,52	10,93	0,219	0,019

Tableau. V.12 : Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie droite.

$\theta_k = 0,022 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

➤ **Partie gauche (L=21,30m) :**

- **Sens X-X :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
10,93	0,4	842,92	93,88	10,93	0,036	0,0032

Tableau. V.13 : Effet P- Δ suivant X-X dans la partie gauche.

$\theta_k = 0,0032 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
8,75	1,6	842,92	93,88	10,93	0,146	0,013

Tableau. V.14 : Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie gauche.

$\theta_k = 0,013 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

Chapitre VI

Vérification des éléments

1. Introduction :

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...ect) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

2. Vérification des éléments de la ferme (versant droite) :

Les vérifications à faire sont :

2.1 A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

2.2 Au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

2.3 La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

- Membrures supérieures :

- Traction :

$$N_{sd} = 175,27 \text{ KN}$$

$$A_s = 24,54 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{24,54 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 524,26 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 175,27 \text{ KN} < N_{rd} = 524,26 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

- Flambement :

$$N_{sd} = -191,62 \text{ KN}$$

$$2L(80 \times 80 \times 8) \Rightarrow A = 24,54 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 72,25 = 144,5 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[72,25 + 12,27(2,26 + 0,4)^2 \right] = 318,13 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{144,5}{24,54}} = 2,42 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{318,13}{24,54}} = 3,60 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 77,68$$

$$\lambda_z = 52,22$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{77,68}{93,9} \right] = 0,82 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{52,22}{93,9} \right] = 0,556 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,650$$

$$\chi_z = 0,815$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,650$$

$$N_{crd} = 0,650 \cdot 1 \cdot 24,54 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 340,77 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 191,62 \text{ KN} < N_{crd} = 340,77 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Eléments		Combinaisons	N _{sd} (KN)	N _{rd} (KN)	N _{sd} /N _{rd}	Observations
Membrures supérieurs	Compression	1,35(G+S+Q)	-191,62	427,12	0,44	Vérifier
	Traction	G + 1,5V2D	175,27	576,56	0,30	Vérifier
Membrure inférieurs	Compression	1,35(G+S+Q)	-316,29	578,14	0,54	Vérifier
	Traction	G + 1,5V1D	302,51	729,43	0,41	Vérifier
Diagonales	Compression	G + 1,5V2D	-196,87	311,68	0,63	Vérifier
	Traction	1,35(G+S+Q)	214,18	729,43	0,29	Vérifier
Montants	Compression	1,35(G+S+Q)	-98,14	498,26	0,19	Vérifier
	Traction	G + 1,5V2D	89,26	652,83	0,14	Vérifier

Tableau.VI.1 : Vérification des éléments de la ferme versant droite.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 1 MONTANT							
161 Montant_CM	OK	MONT	ACIER E24	75.60	25.95	0.67	55 1.35(G+Q+V2D)
Famille : 2 DIAGONALE							
130 Diagonale_C	OK	DIAG	ACIER E24	122.01	46.75	0.31	53 1.35(G+Q+S)
Famille : 3 MI							
31 Membrure_inf	OK	MI	ACIER E24	64.25	24.32	0.64	55 1.35(G+Q+V2D)
Famille : 4 MS							
68 Membrure_su	OK	MS	ACIER E24	72.62	25.58	0.84	54 1.35(G+Q+V1D)

Tableau VI.2 : vérification des éléments avec le ROBOT (versant droite).

➤ Versant gauche :

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Eléments		Combinaisons	N _{sd} (KN)	N _{rd} (KN)	N _{sd} /N _{rd}	Observations
Membrures supérieurs	Compression	1,35(G+S+Q)	-112,81	298,15	0,37	Vérifier
	Traction	G + 1,5V2D	84,20	441,65	0,19	Vérifier
Membrure inférieurs	Compression	1,35(G+S+Q)	-85,67	189,40	0,45	Vérifier
	Traction	G + 1,5V1D	97,75	324,71	0,30	Vérifier
Diagonales	Compression	G + 1,5V2D	-79,24	206,07	0,38	Vérifier
	Traction	1,35(G+S+Q)	106,28	576,56	0,18	Vérifier
Montants	Compression	1,35(G+S+Q)	-74,34	129,73	0,57	Vérifier
	Traction	G + 1,5V2D	56,43	474,70	0,11	Vérifier

Tableau.VI.3 : Vérification des éléments de la ferme versant gauche.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 2 DIAG							
90 Diagonale_C	OK	DIAG	ACIER E24	137.10	48.90	0.36	53 1.35(G+Q+S)
Famille : 3 MONT							
79 Montant_CM6	OK	MONT	ACIER E24	161.28	49.36	0.29	50 G+V2D
Famille : 4 MS							
333 Membrure_s	OK	MS	ACIER E24	82.49	26.69	0.79	55 1.35(G+Q+V2D)
Famille : 5 MI							
64 Membrure_inf	OK	MI	ACIER E24	95.95	27.93	0.36	50 G+V2D

Tableau VI.4 : vérification des éléments avec le ROBOT (versant gauche).

3. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent : 2(60×60×6) (versant droite)

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+S)	-52,89
Traction	G + 1,5V2D	41,61

Tableau.VI.5 : les efforts dans les éléments de contreventement.

3.1. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 13,82 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{13,82 \times 23,5}{1} = 324,77 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 41,61 \text{ KN} < N_{rd} = 324,77 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérfiée}$$

3.2. Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 52,89 \text{ KN}$$

$$l_k = 412 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= 2,42 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z &= 1,59 > 0,2 \end{aligned} \right.$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,14$$

$$N_{sd} = 52,89 \text{ KN} > N_{rd} = 41,33 \text{ KN} \quad \text{Non vérifié}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 8 POUTRE AU VENT						
38 Poutre au ven	POUTRE AU	ACIER E24	231.16	60.57	1.15	53 1.35(G+Q+S)

On augmente la section des diagonales à 2L (70×70×7).

$$2L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 18,80 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = 2,07 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,38 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,185$$

$$N_{crd} = 0,185 \cdot 1.18,80 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 74,30KN$$

$$N_{sd} = 52,89KN < N_{crd} = 74,30KN \Rightarrow \text{vérifié}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 6 POUTRE AU VENT						
38 Poutre au ven	<input checked="" type="checkbox"/> POUTRE AU	ACIER E24	91.22	162.69	0.77	55 1.35(G+Q+V2D)

➤ **Versant gauche :**

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+S)	-18,59
Traction	G + 1,5V2D	21,75

Tableau.VI.6 : les efforts dans les éléments de contreventement

-Vérification à la traction :

$$N_{sd} = 21,75KN < N_{rd} = 324,77KN \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification au flambement :

On augmente la section des diagonales à 2L (70×70×7).

$$N_{sd} = 18,59KN < N_{crd} = 74,30KN \Rightarrow \text{vérifié}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 6 POUTRE AU VENT						
62 Poutre au ven	<input checked="" type="checkbox"/> POUTRE AU	ACIER E24	91.22	162.69	0.77	55 1.35(G+Q+V2D)

4. Vérification de la poutre sablière :(versant droite)

4.1. Les sollicitations :

Il s'agit de vérifier la poutre sablière sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Elément	Combinaisons	$N_{sd}(KN)$
Compression	1,35(G+Q+V2D)	-12,74
Traction	G + V1D	15,26

Tableau VI.7 : Sollicitations dans la poutre sablière pour le versant droite.

4.2. Vérification à l'effort normal :

$$N^{\max} \leq \min\{0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl}\}$$

$$\left. \begin{aligned} 0,5A_w \cdot f_y &= 0,5 \times 12,52 \times 23,5 = 147,11KN \\ 0,25N_{pl} &= 0,25 \times 12,52 \times 23,5 = 73,55KN \end{aligned} \right\} \Rightarrow N^{\max} = 73,55KN$$

$$N_{sd} = 15,26KN < N^{\max} = 73,55KN$$

Vérifiée.

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

4.3. Vérification aux instabilités :

- Vérification au flambement :

$$N^{\max} = -12,74KN$$

$$l_k = 600cm$$

$$TRON114 \times 3,6 \Rightarrow A = 12,52cm^2$$

$$I_Y = I_Z = 191,98cm^4$$

$$i_Y = i_Z = 3,91cm$$

$$\lambda_Y = \lambda_Z = \frac{600}{3,91} = 153,45$$

$$\bar{\lambda}_Y = \bar{\lambda}_Z = \left[\frac{153,45}{93,9} \right] = 1,63$$

$$\bar{\lambda}_Y = \bar{\lambda}_Z = 1,63 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

On tire la valeur de χ a partir de la courbe (a)

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = \chi_z = 0,323$$

$$N_{crd} = 0,323 \cdot 1 \cdot 12,52 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 86,39KN$$

$$N_{sd} = 12,74KN < N_{crd} = 86,39KN \Rightarrow \text{vérifié}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 17 ps						
433 Montant_CM	PS	ACIER E24	153.22	153.22	0.06	52 1.35G+1.5Q

➤ **Versant gauche :**

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+V2D)	-8,66
Traction	G +V1D	8,30

Tableau VI.8 : Sollicitations dans la poutre sablière pour le versant gauche.

- **Vérification à l'effort normal :**

$$N_{sd} = 8,30 \text{ KN} < N^{\max} = 73,55 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification au flambement :**

$$N^{\max} = -8,66 \text{ KN}$$

$$l_k = 600 \text{ cm}$$

$$TRON114 \times 3,6 \Rightarrow A = 12,52 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 8,66 \text{ KN} < N_{crd} = 86,39 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 10 ps						
562 Montant_CM	POUTRE SAB	ACIER E24	153.22	153.22	0.16	54 1.35(G+Q+V1D)

5. Vérification des poutres faitière :(versant droite)

5.1. Les sollicitations :

Il s'agit de vérifier la poutre faitière sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+V1D)	-14,01
Traction	G +V2D	11,64

Tableau VI.9 : Sollicitations dans la poutre faitière pour le versant droite.

5.2. Vérification à l'effort normal :

$$N^{\max} \leq \min\{0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl}\}$$

$$\left. \begin{aligned} 0,5A_w \cdot f_y &= 0,5 \times 17,05 \times 23,5 = 200,33 \text{ KN} \\ 0,25N_{pl} &= 0,25 \times 17,05 \times 23,5 = 100,16 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow N^{\max} = 100,16 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 11,64 \text{ KN} < N^{\max} = 100,16 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

5.3. Vérification aux instabilités :

- Vérification au flambement :

$$N^{\max} = -14,01 \text{ KN}$$

$$l_k = 600 \text{ cm}$$

$$\text{TRON}139 \times 4 \Rightarrow A = 17,05 \text{ cm}^2$$

$$I_y = I_z = 392,86 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_z = 4,80 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{600}{4,80} = 125$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \left[\frac{125}{93,9} \right] = 1,33$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 1,33 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

On tire la valeur de χ a partir de la courbe (a)

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = \chi_z = 0,454$$

$$N_{\text{crd}} = 0,454 \cdot 1 \cdot 17,05 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 165,36 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 14,01 \text{ KN} < N_{\text{crd}} = 165,36 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 18 pf						
893 Montant_CM	PF	ACIER E24	125.01	125.01	0.05	54 1.35(G+Q+V1D)

➤ Versant gauche :

Elément	Combinaisons	$N_{\text{sd}}(\text{KN})$
Compression	1,35(G+Q+V1D)	-5,23
Traction	G + V2D	5,04

Tableau VI.10 : Sollicitations dans la poutre faitière pour le versant gauche.

- Vérification à l'effort normal :

$$N_{sd} = 5,04 \text{ KN} < N^{\max} = 100,16 \text{ KN}$$

Vérifiée.

- Vérification aux instabilités :

$$N^{\max} = -5,23 \text{ KN}$$

$$l_k = 600 \text{ cm}$$

$$\text{TRON139} \times 4 \Rightarrow A = 17,05 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 5,23 \text{ KN} < N_{crd} = 165,36 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 11 pf						
561 Montant_CM	POUTRE FATI	ACIER E24	125.01	125.01	0.08	54 1.35(G+Q+V1D)

6. Vérification des diagonales de la palée de stabilité (versant droite) : 2(60×60×6)

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+V1D)	-28,45
Traction	1,35(G+Q+V2D)	24,56

Tableau VI.11 : les efforts dans les éléments de contreventement dans le versant droit.

6.1. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{On a : } A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{13,82 \times 23,5}{1} = 324,77 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 24,56 \text{ KN} < N_{rd} = 324,77 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

6.2. Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 28,45 \text{ KN}$$

$$l_k = 723 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= 4,25 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z &= 3,27 > 0,2 \end{aligned} \right.$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(4,51 - 0,2) + 4,51^2 \right] = 6,53$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{6,53 + \left[6,53^2 - 4,51^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,088$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{6,53 + \left[6,53^2 - 2,9^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,08$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,08$$

$$N_{rd} = 0,08 \cdot 1.13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 23,61 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 28,45 \text{ KN} > N_{rd} = 23,61 \text{ KN} \quad \text{Non vérifié}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 19 palée de stabilité						
901 Poutre au ve	PALEE DE ST	ACIER E24	223.42	58.54	0.35	52 1.35G+1.5Q

On augmente la section des diagonales à 2L (80×80×8).

$$2L(80 \times 80 \times 8) \Rightarrow A = 24,54 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = 3,18 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,67 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,083$$

$$N_{crd} = 0,083 \cdot 1.24,54 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 43,51 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 28,45 \text{ KN} < N_{crd} = 43,51 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 19 palée de stabilité						
901 Poutre au ve	PALEE DE ST	ACIER E24	167.21	53.01	0.26	52 1.35G+1.5Q

➤ **Versant gauche :**

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+V1D)	-18,59
Traction	1,35(G+Q+V2D)	21,75

Tableau VI.12 : les efforts dans les éléments de contreventement dans le versant gauche.

-Vérification à la traction : 2(60×60×6)

$$N_{sd} = 21,75KN < N_{rd} = 324,77KN \dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

-Vérification au flambement :

$$N_{sd} = 18,59KN < N_{rd} = 23,61KN \quad V\acute{e}rifi\acute{e}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 19 palée de stabilité						
885 Poutre au ve	PALEE DE ST	ACIER E24	167.21	53.01	0.26	52 1.35G+1.5Q

7. Vérification des poteaux HEA450 :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

combinaison	h (m)	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	V _z (kN)
1,35(G+Q+S)	10,93	-285,42	M _y ⁺ =215,56	M _z ⁺ =18,57	62,57
		299,23	M _y ⁻ =-206,11	M _z ⁻ =-18,57	

Tableau VI.13 : sollicitations sur le poteau HEA450

7.1 Vérification à la résistance :

- **Classe de la section :**

Classification de la semelle

$$\text{on a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{21} = 7,14 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{11,5} = 29,91 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

- **Vérification à l'effort tranchant :**

Il faut vérifiée que : $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 62,57 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 65,8 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 811,59 \text{ kN} > V_{Sd}$$

$V_{Sd} < 0,5V_{Rd}$ pas de réduction du moment plastique.

- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{Sd} = 206,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 3215,9 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 687,033 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification à l'effort normal :**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{178 \times 23,5}{1,1} = 3802,72 \text{ kN}$$

$N_{S,d} = 285,42 \text{ kN} < N_{pl,rd}$ (condition vérifiée)

7.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

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

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

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

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\eta_1 = \frac{K_C}{K_C + K_{ferme}}$$

$$\eta_2 = 0$$

$$K_C = \frac{I_y}{L} = \frac{63721,6}{1093} = 58,30 \text{ cm}^3$$

$$K_{ferme} = \frac{I_{ferme}}{L} = \frac{2223576,16}{3120} = 712,68 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0,075$$

$$l_{cr} = 11,18 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{1118}{18,92} = 59,09$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{59,09}{93,9} \times 1 = 0,63$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$h/b = 440/300 = 1,46 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** \longrightarrow courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,878$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{165}{7,29} = 22,63$$

$$l_z = 1,65 \text{ m} \quad \text{Entraxe des lisses}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{22,63}{93,9} \times 1 = 0,24$$

Axe de flambement $\mathbf{z-z}$ \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha=0,34$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,986$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,878; 0,986) = 0,878$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{165}{7,29}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{165}{7,29}}{\frac{44}{2,1}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 20,97$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,22$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,22 < 0,4 \longrightarrow$ Il n'y a pas de risque de déversement

Calcul de coefficient K_y K_z :

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

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

- **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant (Y-Y)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{104,57}{194,77} = -0,91$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,43$$

$$\mu_y = 0,63(2,2,43 - 4) + \frac{3215,9 - 2896,4}{2896,4} = 0,686$$

$$\mu_z = 0,736$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$\mu_z \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{0,686 \times 299,23}{0,886 \times 178 \times 23,5} = 0,98 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$k_z = 0,94$$

$$N_{sd} = 299,23 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = 215,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = 18,57 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{178 \cdot 23,5}{1} = 3802,72 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 2561,8 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 547,29 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply;Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz;Rd}} \leq 1$$

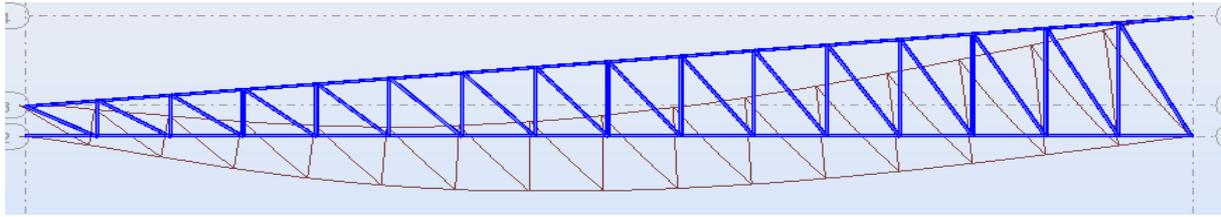
$$\frac{299,23}{0,878 \cdot 3802,72} + \frac{0,98 \cdot 215,56}{547,29} + \frac{0,94 \cdot 18,57}{206,26} = 0,56 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 17 POTEAU						
687 Poteau CM_	 POTEAU	ACIER E24	28.89	104.93	0.49	55 1.35(G+Q+V2D)

Conclusion

HEA 450 convient comme poteau.

8-Vérification de la flèche de la ferme :



A partir de logiciel ROBOT structure le déplacement max de la ferme est égale a 2cm et la limite de la flèche égale a $l/200 = 3020/200 = 15,1\text{cm}$

Alors on constat que la flèche est vérifiée.

9-Calcul des ciseaux :

Les ciseaux sont dimensionnés à la traction simple, dont l'effort de traction maximal égal à 2% de l'effort de compression plastique dans les éléments de la membrure inférieure de la ferme (d'après Jean Morel)

Les efforts max dans la membrure inferieure sont :

Effort	$N_c = 189,37\text{KN}$
2% de l'effort	3,78KN

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

$$A \geq \frac{N \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = 0,17\text{cm}^2$$

On adopte une cornière de $L40 \times 40 \times 4$

Vérification au flambement :

$$N^{\max} = -3,78\text{KN} \text{ (-) pour la compression}$$

$$l_k = 338,5\text{cm}$$

$$L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 3,08\text{cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 2,97 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,096$$

$$N_{crd} = 0,096.1.3,08.\frac{23,5}{1,1} = 6,31KN$$

$$N_{sd} = 3,78KN < N_{crd} = 6,31KN$$

vérifiée

Chapitre VII

Calcul des assemblages

1. Introduction :

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

2. Assemblage des éléments de la ferme :

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

➤ Versant droite :

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	117,49	189,37	133,61	74,24
Section	2L(80×80×8)	2L(90×90×9)	2L(90×90×9)	2L(90×90×8)

Tableau.VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme de versant droite.

Les éléments de la ferme sont constitués de doubles cornières d'où l'effort repris par chaque cornière est F/2.

2.1. Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau.VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

Donc on choisit e = 8mm.

2.2. Pré dimensionnement de la gorge :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}} \quad \text{avec :}$$

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\text{max}} = 9\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 9\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4,5\text{mm} \Rightarrow a = 4\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures :

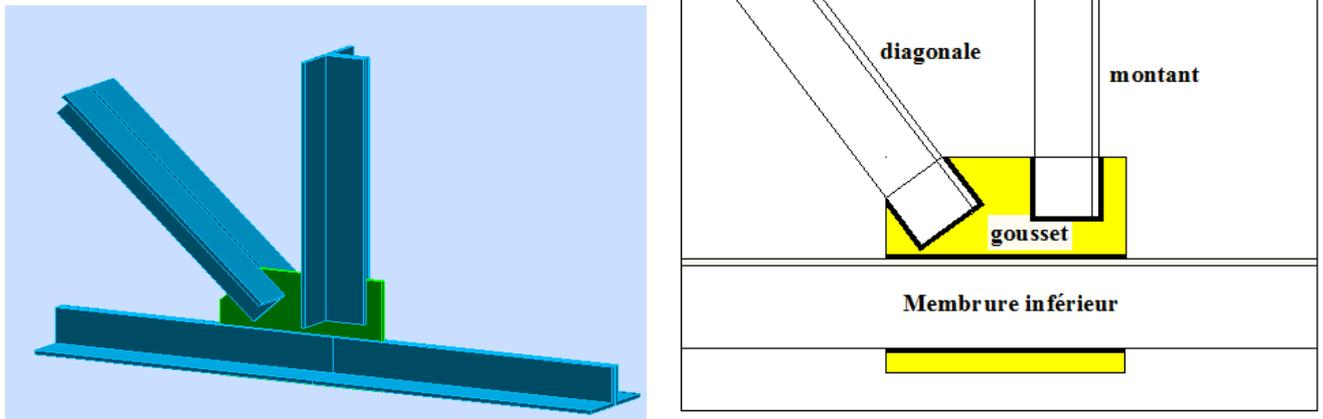


Figure VII.1 : Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

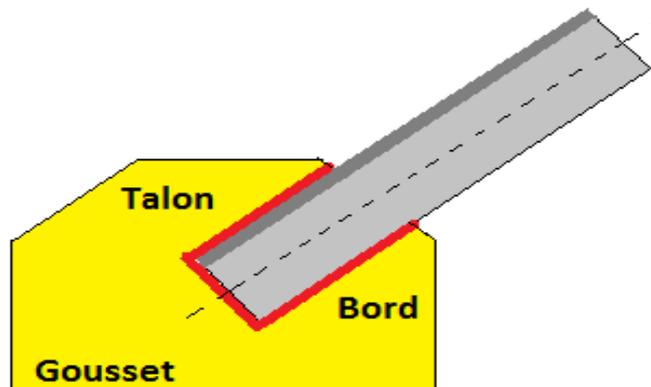


Figure.VII.2 : longueurs des soudures

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

$N/2$: effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0}=1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure $a = 4$ mm

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L_{talon} (cm)	L_{bord} (cm)	
Membrane supérieure	2L (80*80*8)	5,74	2,26	7,56	2,97	4
Membrane inférieure	2L (90*90*9)	6,46	2,54	8,23	3,42	4
Diagonale	2L (90*90*9)	6,46	2,54	7,78	2,71	4
Montant	2L (90*90*8)	6,5	2,50	3,87	1,49	4

Tableau.VII.3 : Dimension des cordons de soudure pour le versant droite.

➤ Versant gauche :

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	84,54	66,18	75,54	53,50
Section	2L(70×70×7)	2L(60×60×6)	2L(80×80×8)	2L(75×75×7)

Tableau.VII.4 : Efforts dans les éléments de la ferme de versant gauche.

• Pré dimensionnement du gousset :

On choisit $e = 8$ mm.

• Pré dimensionnement de la gorge :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \Rightarrow a = 3,5\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures :

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L _{talon} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2L (70*70*7)	5,03	1,97	4,15	1,62	3,5
Membrure inférieure	2L (60*60*6)	4,31	1,69	3,21	1,29	3,5
Diagonale	2L (80*80*8)	5,74	2,26	4,04	1,48	3,5
Montant	2L (75*75*7)	5,4	2,10	2,79	1,08	3,5

Tableau.VII.5 : Dimension des cordons de soudure pour le versant gauche.

3. Assemblage poteau – ferme : (HEA450 - 2L(90*90*8)) :

➤ **Versant droite :**

3.1. Disposition des boulons :

L'assemblage sera réalisé par des boulons haute résistance de classe 8.8 sous les sollicitations les plus défavorables suivantes :

$$\begin{cases} M_{sd} = 43,81 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 89,26 \text{ kN} \end{cases} \text{ à l'ELU}$$

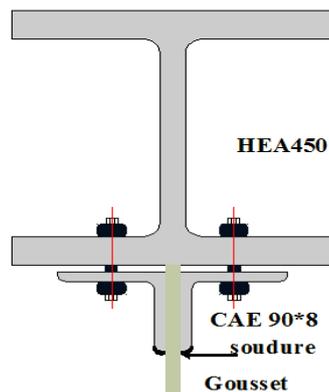


Figure VII.3 : Détail assemblage ferme – poteau

3.1.1. Détermination des efforts dans les boulons :

On utilise 8 rangées de boulon haute résistance pour assembler le montant avec le poteau.

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au pied du montant.

$$d_1 = 189 - 5 = 184 \text{ cm}$$

$$d_2 = 184 - 11 = 173 \text{ cm}$$

$$d_3 = 173 - 11 = 162 \text{ cm}$$

$$d_4 = 162 - 11 = 151 \text{ cm}$$

➤ **L'ELU :**

$$N_1 = \frac{43,81 \times 1,84}{(1,84)^2 + (1,73)^2 + (1,62)^2 + (1,51)^2} = 7,14 \text{ KN}$$

$$N_1 = 7,14 \text{ KN}$$

3.1.2 Dimensionnement des boulons :

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_p = 0,7 A_s F_{ub}$$

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 F_{ub}} = 16,37 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons haute résistance de type M(14) avec $A_s = 115 \text{ mm}^2$

Cornière 2L (90*90*9), $t = 8 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 108 \text{ mm} \\ 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 126 \text{ mm} \\ 22,5 < e_2 \end{array} \right.$$

Soit $e_1 = 5 \text{ cm}$ $P_1 = 11 \text{ cm}$ $e_2 = 4,5 \text{ cm}$

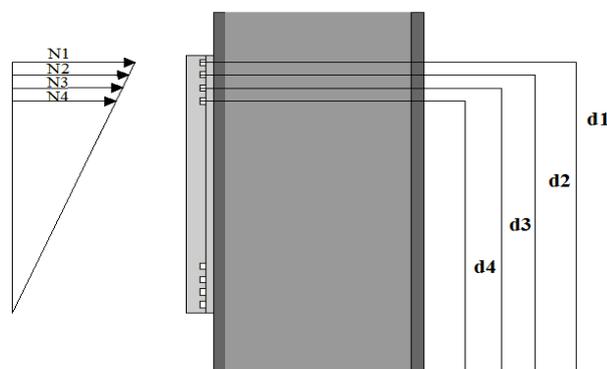


Figure VII.4 : distribution des efforts.

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$L'ELU : \quad V_{sd} = \frac{89,26}{16 \times 1} = 5,57 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte

F_{ub} : résistance ultime du boulon

A_s : section résistante de la partie fileté.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

$$\gamma_{ms} : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_{ms} = 1,25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1 \Rightarrow ELS \end{cases}$$

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

n : nombre de plan de contact $n=1$

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0,3$ surface brossée

3.2. Vérifications :

3.2.1. A l'assemblage trop long :

La longueur de l'assemblage est : $L = 1890 - (2 \times 50) = 1790 \text{ mm}$

$$15 \times d = 15 \times 14 = 210 \text{ mm}$$

$L = 1790 \text{ mm} > 15 \times d = 210 \text{ mm}$; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R sera réduit avec un coefficient β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{1790 - 210}{200 \times 14} \right) = 0,43$$

➤ **L'ELU :**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{7,14}{2} = 3,57 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 3,57 \text{ KN.}$$

$$V_R = \frac{0,43 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,15 \times 80 - 0,8 \times 3,57]}{1,25} = 21,17 \text{ KN}$$

$$V_R = 21,17 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5,57 \text{ KN} < 21,17 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

3.2.2. Au poinçonnement :

$$B_{p,rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 23,7 \text{ mm.}$$

$$t_p = 8 \text{ mm (épaisseur de la cornière).}$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa.}$$

$$B_{p,rd} = 102,87 \text{ kN} > F_{t,sd} = 3,57 \text{ kN} \quad \text{Vérifié}$$

3.2.3. La pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,11; 2,19; 2,22; 1)$$

$$F_{p,rd} = 80,64 \text{ KN} > F_{V,sd} = 5,57 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

➤ **Versant gauche :**

✦ **Assemblage poteau – ferme : (HEA450 - 2L (75*75*7))**

• **Disposition des boulons :**

Boulon M14 → $d_0 = 15 \text{ mm}$

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 84 \text{ mm} \\ 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 98 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $e_1 = 5 \text{ cm}$ $P_1 = 85 \text{ cm}$

L'assemblage est sollicité par un moment M_u dû à la combinaison $(1,35(G+Q+S))$ et un effort tranchant V .

❖ **L'ELU :**

$$\begin{cases} M_u = 29,15 \text{ KN.m} \\ V_u = 67,97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_1 = \frac{29,15 \times 0,95}{(0,95)^2 + (0,86)^2 + (0,78)^2 + (0,69)^2} = 10,15 \text{ KN}$$

$$N_1 = 10,15 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{67,97}{16 \times 1} = 4,24 \text{ KN}$$

✦ **Vérifications :**

• **A l'assemblage trop long :**

La longueur de l'assemblage est : $L = 1000 - (2 \times 50) = 900 \text{ mm}$

$$15 \times d = 15 \times 14 = 210 \text{ mm}$$

$L = 900 \text{ mm} > 15 \times d = 210 \text{ mm}$; donc l'assemblage est très long.

❖ **L'ELU :**

$$F_{tsd} = 5,075 \text{ KN.}$$

$$V_R = 36,20 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 4,24 \text{ KN} < 36,20 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

• **Au poinçonnement :**

$$B_{p,rd} = 90,01 \text{ kN} > F_{t,sd} = 5,48 \text{ kN} \text{ Vérifié}$$

• **La pression diamétrale :**

$$F_{p,rd} = 70,56 \text{ KN} > F_{V,sd} = 4,24 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

4. Assemblage de couvre joint de la ferme :

➤ Versant droite :

4.1 Détail d'assemblage du couvre joint :

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des fermes, on devra diviser la ferme en trois parties.

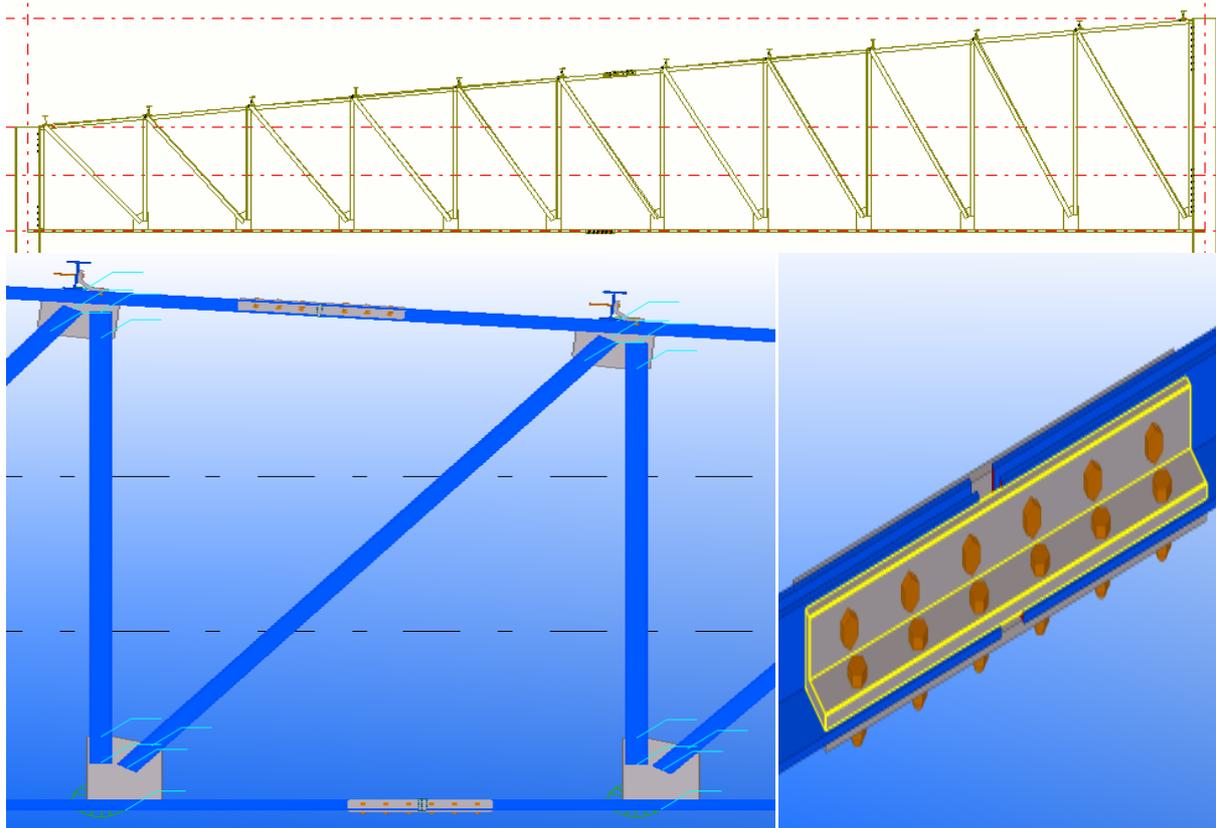


Figure VII. 5 : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme

L'assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite à un effort de cisaillement dans les boulons.

On considérera forfaitairement 18 boulons de classe 8.8

4.2. Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme :

Calcul de G :

Poids de la ferme : 16,54 kN

Poids des pannes : $17 \times 0,158 \times 6\text{m} = 16,116 \text{ kN}$

Poids de la couverture : $0,1305 \times 30,20\text{m} \times 6\text{m} = 23,64 \text{ kN}$

$G = 56,29 \text{ kN} \Rightarrow PG = 56,29/30,20 = 1,86 \text{ kN/m}$

Calcul de S:

$S = 0,08 \times 181,2 \text{ m}^2 = 14,50\text{kN} \Rightarrow PS = 25,44/30,2 = 0,48 \text{ kN/m}$

Calcul de V:

$V = -1,516 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow PW = -1,516 \times 6\text{m} = -9,096 \text{ kN/m}$

1^{er} CAS : G + 1,5 V

$$P_u = 1,86 - 1,5 \times 9,096 = - 11,784 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{11,784 \times 30,20^2}{24} = 447,81 \text{ KN.m}$$

$$M(x=10,06\text{m})=M(x=20,12\text{m})=406,77 \text{ KN/m}$$

2^{eme} CAS: 1,35 G + 1,5 S

$$P_u = 1,35 \times 1,86 + 1,5 \times 0,48 = 3,231 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{3,231 \times 30,2^2}{24} = 122,76 \text{ KN.m}$$

$$M(x=10,06\text{m})=M(x=20,12\text{m})=102,27 \text{ KN/m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G + 1,5 V. Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$N_1 = \frac{M_{\max}}{h_1} = \frac{406,77}{1,89} = 215,22 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{\max}}{h_2} = \frac{406,77}{2,79} = 145,79 \text{ KN}$$

Alors on calcul avec l'effort le plus défavorable $N_{\max} = \max(N_1, N_2)$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{V.sd} = \frac{N_{\max}}{n.p} = \frac{215,22}{18.2} = 5,97 \text{ KN}$$

$$F_{V.sd} = 0,5 A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V.sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 5,97 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 24,90 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M 12 avec $A_s=0,84 \text{ cm}^2$ et $d_0=13 \text{ mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{array} \right\} d'ou \left\{ \begin{array}{l} 15,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 108 \text{ mm} \\ 18,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 126 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Soit **e1 = 50 mm** **P1 = 80 mm**

4.3. Vérifications :**4.3.1. Assemblage trop long :**

Longueur du couvre joint : 500 mm

Longueur de l'assemblage : $L = 500 - 2 \times 50 = 400\text{mm}$

$L > 15 d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est trop long.

Calcul du coefficient réducteur β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{500 - 180}{200 \times 12} \right) = 0,86$$

$$F_{V,rd} = 0,5 \cdot \beta \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{V,rd} = 0,5 \cdot 0,86 \cdot 0,84 \cdot \frac{80}{1,25} = 23,11 \text{KN} > F_{V,sd} = 5,97 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

4.3.2. Pression diamétrale :

$$B_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,28; 1,80; 1,22; 1)$$

$$F_{p,rd} = 77,76 \text{KN} > F_{V,sd} = 5,97 \text{KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

4.3.3. Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 13) \times 9 = 693 \text{mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1552 - (13 \times 9) - 693 = 742 \text{mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \cdot A_1}{3 \cdot A_1 + A_2} = \frac{3 \cdot 693}{3 \cdot 693 + 742} = 0,73$$

$$A_{net} = 2(693 + 0,73 \cdot 742) = 2469,32 \text{mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = 0,9.2469,32 \frac{360}{1,25} = 640,047 \text{ KN} > F_{V.sd} = 215,22 \text{ KN}$$

➤ Versant gauche :

On divise notre versant de la ferme en deux parties égales

• Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme :

Calcul de G :

Poids de la ferme : 8,53 KN

Poids des pannes : $12 \times 0,158 \times 6\text{m} = 12,232 \text{ kN}$

Poids de la couverture +accessoires : $0,1305 \times 21,3\text{m} \times 6\text{m} = 16,67 \text{ kN}$

$G = 37,439 \text{ kN} \Rightarrow PG = 37,439/21,3 = 1,75 \text{ kN/m}$

Calcul de S:

$S = 0,08 \times 127,8 \text{ m}^2 = 10,224\text{kN} \Rightarrow PS = 10,224/21,3 = 0,48 \text{ kN/m}$

Calcul de V:

$V = -1,516 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow PV = -1,516 \times 6\text{m} = -9,096 \text{ kN/m}$

1^{er} CAS : G + 1,5 V

$P_u = 1,75 - 1,5 \times 9,096 = - 11,89\text{kN/m}$

$$M_{\max} = \frac{11,89 \times 21,30^2}{24} = 224,84 \text{ KN.m}$$

2^{eme} CAS : 1,35 G + 1,5 S

$P_u = 1,35 \times 1,75 + 1,5 \times 0,48 = 3,082 \text{ kN/m}$

$$M_{\max} = \frac{3,082 \times 21,3^2}{24} = 58,27 \text{ KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G + 1,5 V. Le couvre joint sera sollicité a un effort de traction qui vaut :

$$N_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{224,84}{2,79} = 80,58 \text{ KN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{V.sd} = \frac{N_{\max}}{n.p} = \frac{80,58}{18.2} = 2,23 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V.sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 2,23 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 9,29 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M 10 avec $A_s=0,58\text{cm}^2$ et $d_0=11\text{mm}$.

Soit **e1 = 50 mm** **P1 = 70 mm**

✦ Vérifications :

• Assemblage trop long :

Longueur de l'assemblage : $L = 420 - 2 \times 50 = 320\text{mm}$

$L > 15 d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est trop long.

$$F_{V.rd} = 0,5 \cdot 0,865 \cdot 0,58 \cdot \frac{80}{1,25} = 16,05 \text{ KN} > F_{V.sd} = 2,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

• Pression diamétrale :

$$F_{P,rd} = 39,16 \text{ KN} > F_{V.sd} = 3,35 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

• Rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 \cdot 1,382 \cdot 13 \cdot \frac{360}{1,25} = 358,24 \text{ KN} > F_{V.sd} = 80,58 \text{ KN}$$

5. Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

5.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N = 53,89 \text{ KN}$$

On utilise des boulons M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

$$F_{V;sd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$F_p = 0,5 \times 0,84 \times \frac{60}{1,25} = 20,16 \text{ KN}$$

$$f_u = 600 \text{ MPA}$$

Les diagonales : 2L (70*70*7)

Boulon M12, $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_V = \frac{N/2}{n \cdot p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,rd} \leq F_V \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{V,rd} \cdot p} = \frac{53,89/2}{20,16 \cdot 1} = 1,33$$

Soit n = 2 Boulons pour chaque cornière.

➤ **Disposition des boulons:**

$$e_1 = 40mm \dots \dots \dots e_2 = 32mm \dots \dots \dots p_1 = 60mm$$

On opte pour 4 Boulons ordinaires M12 avec un gousset de 8mm.

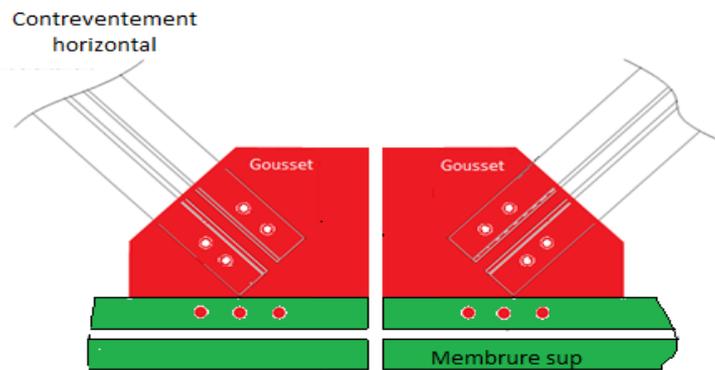


Figure VII.6 : Détail d'assemblage au sommet de la ferme

5.2. Vérifications :

5.2.1. Pression diamétrale :

$$B_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 60,48KN > F_{V,rd} = \frac{53,89}{4} = 13,47KN$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

5.2.2. Rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (70 - 13) \times 7 = 399 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 940 - (13 \times 7) - 399 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{3.399}{3.399 + 450} = 0,72$$

$$A_{net} = 2(399 + 0,72.450) = 1446 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = 0,9.1446 \frac{360}{1,25} = 374,80 \text{ KN} > F_{V.sd} = 53,89 \text{ KN}$$

5.3. Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme :

Forfaitairement, on vérifiera l'assemblage pour 3 boulons ordinaires de classe 6.8

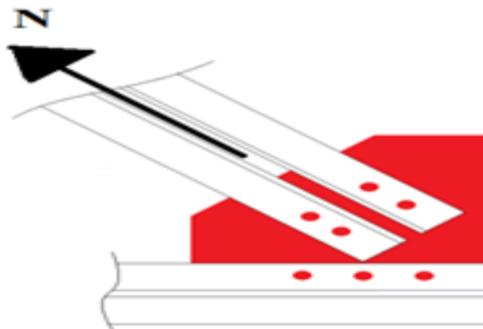


Figure VII.7 : Assemblage gousset – membrure supérieure

a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:

$$N = 53,89 \text{ KN}$$

$$N_v = 53,89 \sin 46,77 = 39,26 \text{ KN}$$

$$N_h = 53,89 \cos 46,77 = 36,91 \text{ KN}$$

$$N_{IV.H} = \frac{N_{V.H}}{n} \quad n: \text{ nombre de boulon}$$

$$N_{1V} = \frac{39,26}{3} = 13,086 \text{ KN}$$

$$N_{1H} = \frac{36,91}{3} = 12,30 \text{ KN}$$

D'où l'effort de cisaillement $F_{V,sd}$ sur le boulon est:

$$F_{V,sd} = \sqrt{N_{1V}^2 + N_{1H}^2} = \sqrt{13,086^2 + 12,30^2} = 17,95 \text{ KN}$$

b) Vérification à la résistance des boulons :

• Au cisaillement seul :

$$F_p = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 20,23 \text{ KN} > 17,95 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ Versant gauche :

• Assemblage de la diagonale sur le gousset :

$$N = 23,75 \text{ KN}$$

On utilise des boulons haute résistance M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

$$F_p = 26,97 \text{ KN}$$

Les diagonales : 2L (60*60*6)

Boulon M12, $A_s = 0,843 \text{ cm}^2$

Soit $n = 2$ Boulons pour chaque cornière.

➤ Disposition des boulons:

$$e_1 = 40 \text{ mm} \dots \dots \dots e_2 = 27 \text{ mm} \dots \dots \dots p_1 = 50 \text{ mm}$$

On opte pour 4 Boulons M12 avec un gousset de 8mm.

✦ Vérifications :

• Pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 51,84 \text{ KN} > F_{V,sd} = \frac{23,75}{4} = 5,93 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

•Rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9.1053 \frac{360}{1,25} = 268,01KN > F_{V.sd} = 23,75KN$$

✦Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme :

Forfaitairement, on vérifiera l'assemblage pour 3 boulons M12 ordinaires de classe 6.8

a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:

$$N = 23,75KN$$

$$N_V = 23,75 \sin 46,77 = 17,30 KN$$

$$N_h = 23,75 \cos 46,77 = 16,26 KN$$

$$N_{1V} = \frac{17,30}{3} = 5,76KN$$

$$N_{1H} = \frac{16,26}{3} = 5,42KN$$

D'où l'effort de cisaillement $F_{V.sd}$ sur le boulon est:

$$F_{V.sd} = \sqrt{N_{1V}^2 + N_{1H}^2} = \sqrt{5,76^2 + 5,42^2} = 7,90KN$$

b) Vérification à la résistance des boulons :

•Au cisaillement seul :

$$F_p = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 20,23KN > 7,90KN$$

Vérifiée

6. Assemblage de l'échantignolle :

6.1. Assemblage de la panne sur l'échantignolle :

On dimensionnera le boulon au cisaillement

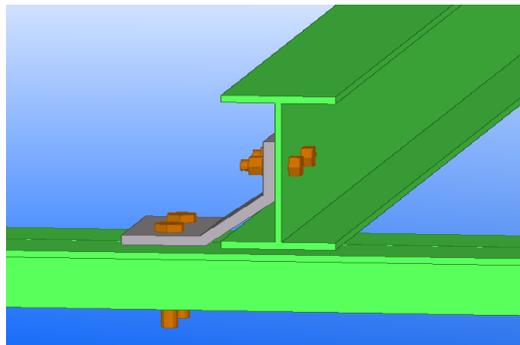


Figure VII.8 : Vue de face de l'échantignolle

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

$R_{Vz \max} = 21,43 \text{ kN}$ et celui due au vent (voire chapitre III calcul de l'échantignolle).

$$F_{V.sd} = \frac{N_{\max}}{n.p} = \frac{21,43}{2} = 10,71 \text{ kN}$$

$$F_{V.sd} = 0,5 A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V.sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 10,71 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 44,625 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M 12 avec $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$ et $d_0 = 13 \text{ mm}$.

$$F_p = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 20,23 \text{ kN} > \frac{21,43}{2} = 10,71 \text{ kN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

6.2. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure :

Dans ce cas la, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_z = -21,43 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,228 \text{ kN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4 \cdot F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0,9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 36,41 \text{ kN}$$

$$F_{t.sd} = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 20,23 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{0,114}{20,23} + \frac{10,71}{1,4 \times 36,41} \right) = 0,215 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

7. Assemblage poteau- poutre sablière :

7.1. Assemblage poteau – platine :

➤ Versant droite :

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8 sous les sollicitations les plus défavorable suivantes :

$$\begin{cases} N = 27,34\text{kN} \\ V_{sd} = 15,26\text{kN} \end{cases} \text{ à l'ELU}$$

7.1.1. Dimensionnement des boulons :

$$N \leq n \cdot F_p$$

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_p = 0,7 A_s F_{ub}$$

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N}{n \cdot 0,7 F_{ub}} = 32,54\text{mm}^2$$

On choisit des boulons ordinaire de type M(12) avec $A_s=84\text{mm}^2$

7.1.2. Vérifications nécessaires :

On doit vérifier que :

- Cisaillement plus traction

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots (I)$$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{2} = 13,67\text{kN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 36,28\text{kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = 7,63\text{KN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,6 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 24,19\text{kN}$$

$$\text{Donc : } (I) \Rightarrow \frac{7,63}{24,19} + \frac{13,67}{36,28} = 0,69 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} \quad ; \gamma_{Mb} = 1,5$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 20,5 \times 3,6 \frac{360}{1,25} = 40,04kN > 13,67kN$$

Pas de risque de poinçonnement

7.2. Assemblage platine – poutre sablière :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine.

On prend l'épaisseur de la platine $e = 8mm$

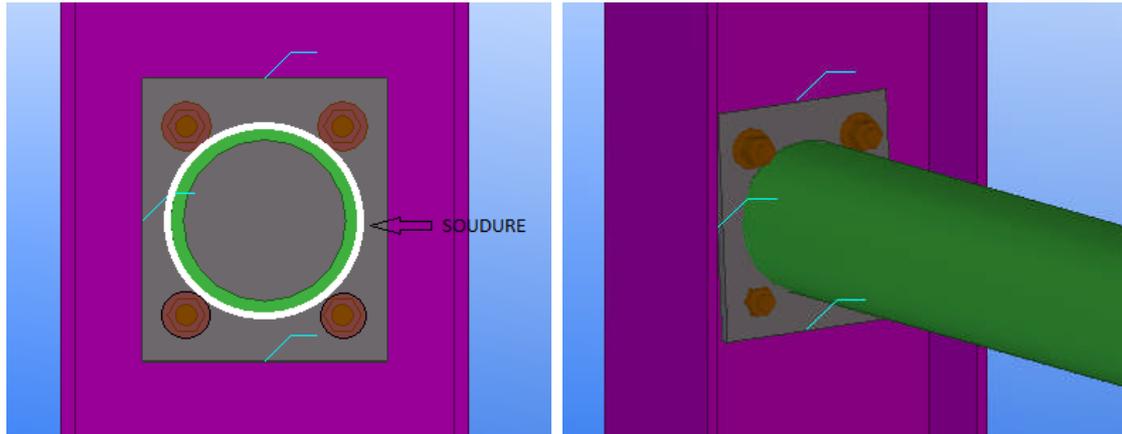


Figure VII.9 : assemblage platine poutre par cordon de soudure.

7.2.1. Calcul des gorges de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en oeuvre. Elle est donnée par la condition suivante :

$$3mm \leq a \leq 0,5t_w$$

On prend $a = 3mm$

7.2.2 Distribution des efforts sur les différents cordons :

Les cordons reprennent V_{sd}

$$F_{W,Sd} = 15,26kN$$

La longueur du cordon : $L_w = 2\pi \cdot R = 357,96mm$

7.2.3 Vérification :

$$F_{W,Sd} \leq F_{W,Rd}$$

$F_{W,Rd}$ est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{W,Rd} = a \cdot L_w \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}} = 136,34kN$$

$$F_{W,Rd} = 3 \cdot 357,96 \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 297,60kN > F_{W,Sd} = 15,26kN \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Versant gauche :**

✦ **Assemblage poteau – platine :**

Les sollicitations les plus défavorable suivantes :

$$\begin{cases} N = 22,09\text{kN} \\ V_{sd} = 11,19\text{kN} \end{cases} \text{ à l'ELU}$$

• **Dimensionnement des boulons :**

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_p = 0,7 A_s F_{ub}$$

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N}{n \cdot 0,7 F_{ub}} = 26,29\text{mm}^2$$

On choisit des boulons ordinaire de type M(12) avec $A_s=84\text{mm}^2$

• **Vérifications nécessaires :**

- Cisaillement plus traction

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots (I)$$

$$\text{Donc : } (I) \Rightarrow \frac{5,59}{24,19} + \frac{11,045}{36,28} = 0,53 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} \quad ; \quad \gamma_{Mb} = 1,5$$

$$B_{p,Rd} = 40,04\text{kN} > 11,045\text{kN}$$

Pas de risque de poinçonnement

✦ **Assemblage platine – poutre sablière :**

• **Calcul des gorges de soudure :**

On prend $a=3\text{mm}$

• **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

Les cordons reprennent V_{sd}

$$F_{W,sd} = 11,19\text{kN}$$

$$\text{La longueur du cordon : } L_w = 2\pi \cdot R = 357,96\text{mm}$$

•Vérification :

$$F_{W, Sd} \leq F_{W, Rd}$$

$$F_{W, Rd} = 297,60kN > F_{W, Sd} = 15,26kN \rightarrow \text{Vérifiée}$$

8. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :

l’assemblage se fait par la détermination de l’élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t, Sd}=46,82$ Kn.

8.1. Assemblage gousset-nœud du portique :

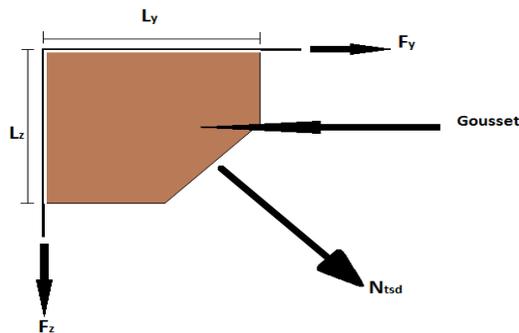


Figure VII.10 : assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

- Pré dimensionnement du gousset

L’épaisseur du gousset dépend de l’effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F(kN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VII.6 : épaisseur du gousset en fonction de l’effort appliqué.

On a :

$N_{t, Sd}= 46,82$ kN ; donc en prend : $e=8$ mm

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3mm \leq a \leq 0,5t_{max}$$

Donc : $a=3,5$ mm

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots\dots\dots(I)$$

Il faut décomposer l’effort en deux composantes (figure VII.10).

$$tg\alpha = \frac{4,67}{6} \Rightarrow \alpha = 37,89^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha = 36,94 \text{ kN}$$

$$F_z = N_{sd} \sin \alpha = 28,75 \text{ kN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 2,54 \text{ cm} \\ L_z \geq 1,76 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 5 \text{ cm} \\ L_z = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

8.2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

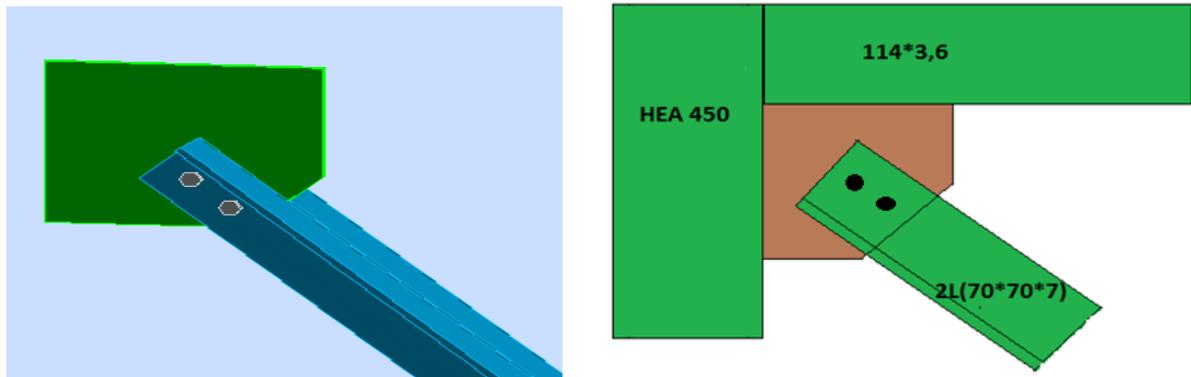


Figure VII.11 : assemblage des diagonales sur gousset.

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{V,sd} = \frac{46,82}{2 \cdot 2} = 11,705 \text{ kN}$$

- Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 40,64 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(12) avec $A_s = 84 \text{ mm}^2$

- Disposition géométrique

Cornière 2L (70*70*7), $t = 7 \text{ mm}$

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 15,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 84 \text{ mm} \\ 28,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 98 \text{ mm} \\ 19,5 < e_2 \end{cases}$$

Soit $e_1 = 5 \text{ cm}$ $P_1 = 8 \text{ cm}$

8.3. Vérifications :**8.3.1. Assemblage trop long :**

Longueur de l'assemblage : $L = 180 - 2 \times 50 = 60\text{mm}$

$L < 15 d = 180\text{mm}$; Donc l'assemblage n'est pas long.

8.3.2. Pression diamétrale :

$$B_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,28; 1,80; 1,66; 1)$$

$$F_{p,rd} = 60,48 \text{ KN} > F_{V,sd} = 5,85 \text{ KN}$$

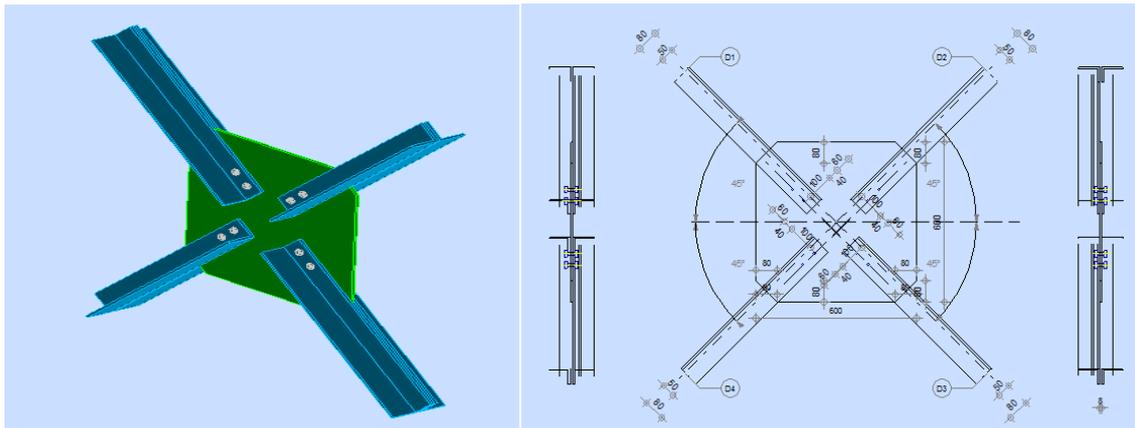
Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

8.3.3. Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(399 + 0,73 \cdot 441) = 1441,86 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot 1441,86 \frac{360}{1,25} = 373,73 \text{ KN} > F_{V,sd} = 46,82 \text{ KN}$$

8.4 Assemblage palée en croix :

Détermination du nombre de boulons :

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{V,sd} = \frac{46,82}{2 \cdot 2} = 11,705 \text{ kN}$$

- Dimensionnement des boulons

$$F_{V.sd} \leq F_{V.Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V.sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 40,64 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(12) avec $A_s = 84 \text{ mm}^2$

8.5. Vérification :

- Rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (80 - 13) \times 8 = 536 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1227 - (13 \times 8) - 536 = 587 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{3.536}{3.536 + 587} = 0,732$$

$$A_{net} = 2(536 + 0,732 . 587) = 1931,368 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = 0,9 . 1931,368 \frac{360}{1,25} = 500,61 \text{ KN} > F_{V.sd} = 46,82 \text{ KN}$$

- Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{VRd} = 0,6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times 600 \times \frac{84 \times 2}{1,25} \times 10^{-3} = 48,38 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = 48,38 \text{ KN} > F_{V.sd} = 11,705 \text{ KN}$$

- Vérification à la traction :

$$F_{tRd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 600 \times \frac{84}{1,25} = 36,288 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 24,19 \text{ KN} < F_{tRd} = 36,288 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

9. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort $N_t = 285,42$ KN.et un moment $M_y = 35$ KN.m

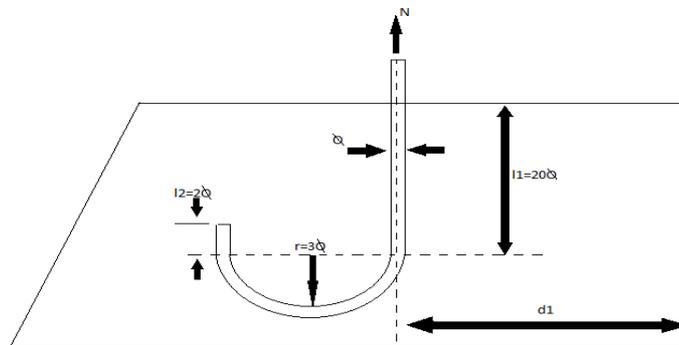


Fig. VII.12 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA450 $\Rightarrow h = 440$ mm

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150)$ mm

on prend : $c = 120$ mm

d'où : $a = h + 2c = 440 + 2 \times 120 = 680$ mm

$$b = a + 2c = 680 + 2 \times 120 = 920$$

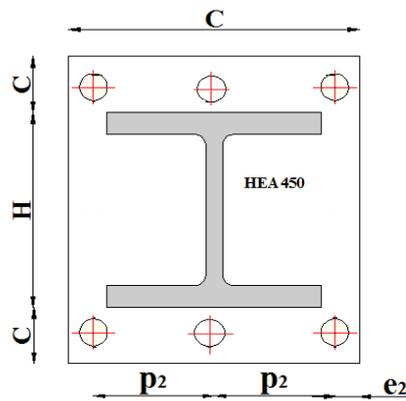


Fig.VII.13 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent sous l'effort de traction plus un moment.

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2.h_0}$$

n : nombre de tiges.

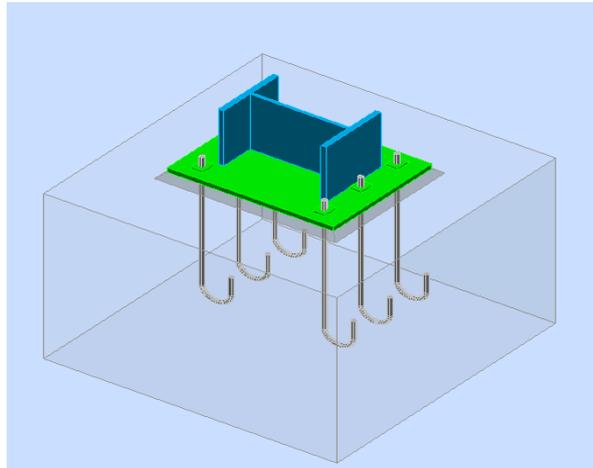
h_0 : distance entre les tiges d'encrage.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} + \frac{M}{2.h_0} \leq \frac{\pi.\phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{4,27} = 2,06cm$$



Donc : $\phi = 2,8cm$

Figure VII.14 Disposition des tiges d'ancrages

Soit des tiges d'ancrages de 280 mm de diamètre.

9.1. Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7.g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} \cdot (l_1 + 6,4.r + 3,5.l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 8,4cm$$

$$l_1 = 20\phi = 56cm$$

$$l_2 = 2\phi = 5,6cm$$

$$d_1 = 6cm$$

$$N_a = 85,20KN \geq \frac{N_t}{6} + \frac{M}{2.h_0} = 78,82KN \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

9.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{35}{299,23} = 0,117m$$

$$e = 11,7cm > \frac{D}{6} = \frac{56}{6} = 9,33cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 14,71cm^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 39,7cm$$

$$h = 62cm$$

$$b = 54cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h'^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + (-9)h'^2 + 1299,38h' - 80561,76 = 0$$

$$h' = 21,33cm$$

9.2.1 Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 299,23 \times 39,7}{54 \times 21,33 \left(62 - \frac{21,33}{3} \right)} = 3,75MPa < f_{ub} = 14,2MPa \quad \text{Vérfiée}$$

9.2.2. Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

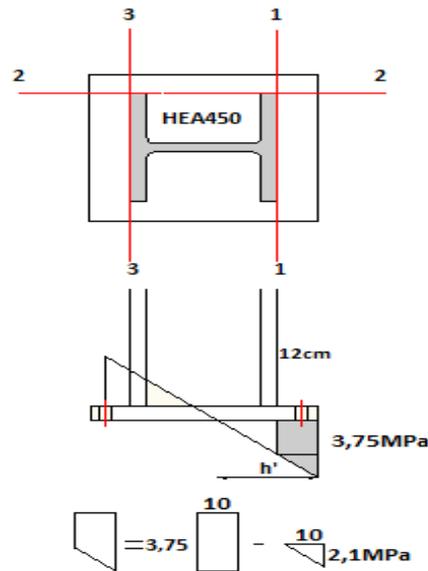
$$\sigma_a = \frac{299,23}{14,77} \cdot \frac{39,7 - 62 + \frac{21,33}{3}}{\left(62 - \frac{21,33}{3} \right)} = 56,06MPa \leq f_y = 235MPa \quad \text{Vérfiée}$$

9.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

9.3.1. Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :



$$M_1 = 3,75 \times 12 \times 6 \times 10^{-3} = 0,27 \text{KN.m}$$

$$M_2 = \left(12 \times \frac{2,10}{2} \right) \frac{2 \times 12}{3} \times 10^{-3} = 0,11 \text{KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,16 \text{KN.m}$$

• le module d'inertie de la platine ou $b = 1 \text{cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{bt^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{bt^2}{6}$$

▪ la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,16 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 2 \text{cm}$$

$$t \geq 2 \text{cm}$$

9.3.2 Vérification de la section 2-2 :

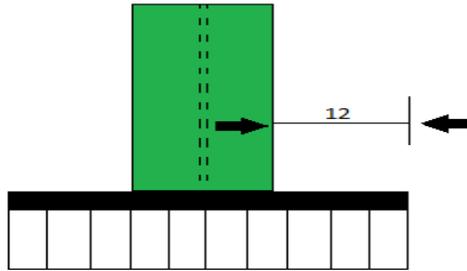


Fig. VII.15 : Vérification de la section 2-2

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 3,75 \times 12 \times \frac{12}{2} \times 10^{-3} = 0,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0,27 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 2,62 \text{ cm}$$

$$t \geq 2,62 \text{ cm}$$

9.3.3 Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 14,77 \times 56,06 \times 10^{-1} = 82,71 \text{ KN}$$

$$M = 0,1 \times 82,71 = 8,27$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

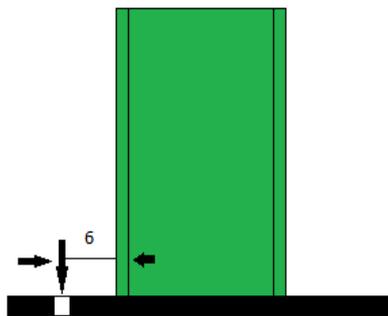


Fig. VII.16 : Vérification de la section 3-3

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{8,27 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 8,27}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,2cm$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : $t = 2,7cm$.

10. Dimensionnement de la tige d'ancrage de potelet:

Pied de potelets articulés :

Nous avons des potelets IPE240

$$hc = 240mm \quad bc = 120mm$$

$$N_t = 34,49 \text{ KN.}$$

$$D'où: a = h + 2c = 240 + 2 \times 100 = 440 \text{ mm}$$

$$b = b + 2c = 120 + 2 \times 100 = 320 \text{ mm}$$

L'ancrage est réalisé par 2 tiges :

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 34,49}{3,14 \times 23,5}} = 0,96cm$$

Donc : $\phi = 1,2cm$

Soit des tiges d'ancrages de 12 mm de diamètre.

10.1. Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 3,6cm$$

$$l_1 = 20\phi = 24\text{cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2,4\text{cm}$$

$$d_1 = 5\text{cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{1,2}{\left(1 + \frac{1,2}{5}\right)} \cdot (24 + 23,04 + 8,4) = 18,50\text{KN}$$

$$N_a = 18,50\text{KN} \geq \frac{N_t}{2} = 17,24\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

10.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

L_p : Longueur de la platine

B_p : Largeur de la platine

On adopte une platine de 44×32

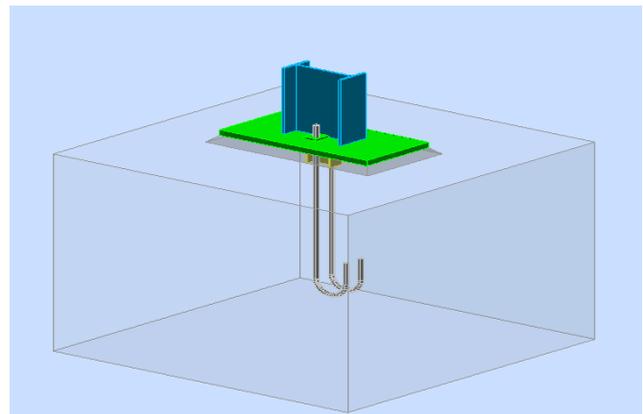
$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = 0,24\text{MPa} < f_{ub} = 14,2\text{MPa}$$

10.3. Détermination de l'épaisseur de la platine :

$$t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 0,24}{235}} = 2,76\text{mm}$$

On prend $t = 12\text{mm}$



Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

1. Introduction :

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

La contrainte admissible du sol site S₂ $\sigma_{sol} = 1,2\text{bar}$

La profondeur d'ancrage : D = 1,90 m

2. Calcul des fondations:

2.1. Détermination des sollicitations:

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

ELU: 1,35 (G+Q+S)

ELS: G+0,9(Q+S)

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	188,69	285,42	202,25
M_y (KN.m)	27,84	35	25,52
M_z (KN.m)	18,86	0,35	0,25
V_y (KN)	34,62	0,52	0,37
V_z (KN)	26,70	38,77	27,86

Tableau VIII.1 Les sollicitations à la base des poteaux HEA450.

2.2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau (type1):

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H*B$).

h et b : dimension du poteau considéré.

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (B.P)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

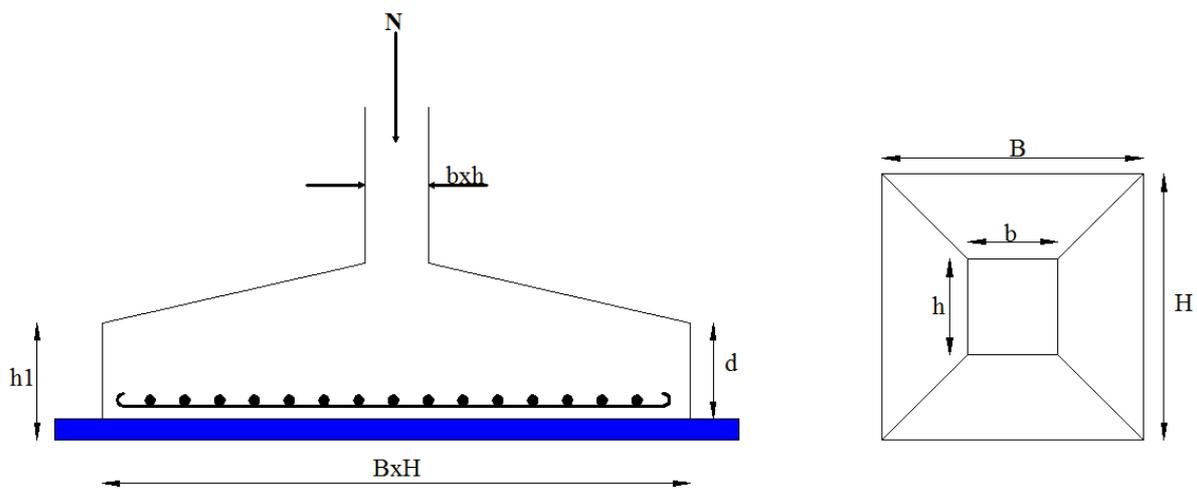


Figure. VIII.1 : Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

Critère de non poinçonnement:

$$\sigma_M < 2\sigma_{sol} \quad \text{Situation accidentelle}$$

$$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol} \quad \text{Situation durable}$$

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,2 \text{ bar}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \Rightarrow H = 1,28B$$

Ou h et b dimensions de fut.

2.3- Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0,62B + 0,44 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{27,84}{188,69} = 0,147$$

$$B = 1,10 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H = 1,10 \times 1,28 = 1,40$$

$$H = 1,40 \text{ m}$$

Soit **B= 1,10 m** et **H = 1,40 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 1,42B + 0,825 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{35}{285,42} = 0,122$$

$$B = 1,45m$$

$$\Rightarrow H = 1,45 \times 1,28 \Rightarrow B = 1,85m$$

On choisit pour toutes les semelles **B=1,45m et H = 1,85m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,45-0,70}{4} = 18,75cm \\ \frac{1,85-0,90}{4} = 23,75cm \end{array} \right.$$

soit $d = 35cm$

$$h_1 = d + c = 35 + 5 = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,90 - 0,40 = \mathbf{1,50 \text{ m}}$$

Poids de la semelle:

$$P = 1,85 \times 1,45 \times 0,40 \times 25 = 26,82 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	215,51	312,24	229,07
M_{by} (KN.m)	78,57	108,66	78,45
M_{bz} (KN.m)	84,63	1,338	0,953
V_y (KN)	34,62	0,52	0,37
V_z (KN)	26,70	38,77	27,86

Tableau. VIII.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.

2.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens B} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sens H} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 120 = 240 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 120 = 159,6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0,36	1,74 < 2,4	0	1,305 > 1,2
		Sens B	0,39	2,09 < 2,4	0	1,56 > 1,2
Situation ELU		Sens H	0,34	2,44 > 1,59	0	1,83 > 1,2
		Sens B	0,0042	1,18 < 1,59	1,14	1,17 < 1,2
Durable ELS		Sens H	0,34	1,79 < 1,59	0	1,34 > 1,2
		Sens B	0,0041	0,86 < 1,59	0,83	0,85 < 1,2

Tableau. VIII.3 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à B= 170m et H =2,10m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{H-h}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,1-0,90}{4} = 0,32cm \\ \frac{1,7-0,70}{4} = 25cm \end{array} \right.$$

soit $d = 40cm$

$$h_1 = d + c = 40 + 5 = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

$$l_1 = 1,90 - 0,45 = \mathbf{1,45 \text{ m}}$$

Poids de la semelle:

$$P = 2,1 \times 1,7 \times 0,45 \times 25 = 40,16 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	228,85	325,58	242,41
M_{by} (KN.m)	78,57	108,66	78,45
M_{bz} (KN.m)	84,63	1,338	0,953
V_y (KN)	34,62	0,52	0,37
V_z (KN)	26,70	38,77	27,86

Tableau. VIII.4 : Les sollicitations à la base de la semelle.

Vérification des contraintes :

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 120 = 240 \text{ KN} / m^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 120 = 159,6 \text{ KN} / m^2$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0,34	1,26<2,4	0,018	0,94<1,2
		Sens B	0,36	1,45<2,4	-0,17	1,045 <1,2
Situation Durable	ELU	Sens H	0,33	1,55<1,59	0,052	1,17<1,2
		Sens B	0,0041	0,92<1,59	0,89	0,91<1,2
Durable	ELS	Sens H	0,32	1,29<1,59	0,058	0,98<1,2
		Sens B	0,0039	0,68<1,59	0,66	0,67<1,2

Tableau. VIII.5 Vérification des contraintes dans le sol

2.5- Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{1,7}{4} = 0,425m \rightarrow \text{sensB} \\ \frac{H}{4} = \frac{2,1}{4} = 0,525m \rightarrow \text{sensH} \end{cases}$$

sens B : $e_0 = 0,36m < 0,425m$

sens H : $e_0 = 0,34m < 0,525m$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

2.6- Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sensH} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \\ e_0 < \frac{H}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens } H$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } H$$

a)-situation accidentelle:

- **Armatures parallèles à H=2,10m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,34 > \frac{0,90}{6} = 0,15 \\ e_0 = 0,34 > \frac{2,1}{24} = 0,087 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,1 + 0,3 \times 0,90 - 9 \times 0,34) \left(\frac{\frac{2,1}{2} - 0,35 \times 0,90}{\frac{2,1}{2} - 0,34} \right)^2 \frac{228,85}{27}$$

$$M_1 = 51,95 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,36 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{51,95 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,60 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=1,70m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,36 > \frac{0,70}{6} = 0,116 \\ e_0 = 0,36 > \frac{1,70}{24} = 0,070 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,7 + 0,3 \times 0,70 - 9 \times 0,36) \left(\frac{\frac{1,7}{2} - 0,35 \times 0,70}{\frac{1,7}{2} - 0,36} \right)^2 \frac{228,85}{27}$$

$$M_1 = 48,71 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{48,71 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,38 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A l'ELU

- **Armatures parallèles à H=2,10m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,33 > \frac{0,90}{6} = 0,15 \\ e_0 = 0,33 > \frac{2,1}{24} = 0,087 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,1 + 0,3 \times 0,90 - 9 \times 0,33) \left(\frac{\frac{2,1}{2} - 0,35 \times 0,90}{\frac{2,1}{2} - 0,33} \right)^2 \frac{325,58}{27}$$

$$M_1 = 127,40 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{127,40 \times 10^{-3}}{0,36 \times 400} = 8,85 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,85 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à B=1,70m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,0041 < \frac{0,70}{6} = 0,116 \\ e_0 = 0,0041 < \frac{1,70}{24} = 0,070 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 325,58 \left(1 + \frac{3 \times 0,0041}{1,70} \right) = 327,93 \text{ KN}$$

$$N' = 327,93 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{327,93 \times 10^{-3} \times (1,70 - 0,70)}{8 \times 0,36 \times 348} = 3,27 \text{ cm}^2$$

b-2) A l'ELS:**- Armatures parallèles à H:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,32 > \frac{0,90}{6} = 0,15 \\ e_0 = 0,32 > \frac{2,1}{24} = 0,087 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,1 + 0,3 \times 0,90 - 9 \times 0,32) \left(\frac{\frac{2,1}{2} - 0,35 \times 0,90}{\frac{2,1}{2} - 0,32} \right)^2 \frac{242,41}{27}$$

$$M_1 = 58,33 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{58,33 \times 10^{-3}}{0,36 \times 201} = 8,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,06 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à B:

$$\begin{cases} e_0 = 0,0039 < \frac{0,70}{6} = 0,116 \\ e_0 = 0,0039 < \frac{1,70}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 242,41 \left(1 + \frac{3 \times 0,0039}{1,70} \right) = 244,078 \text{ KN}$$

$$N' = 244,078 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{244,078 \times 10^{-3} \times (1,70 - 0,70)}{8 \times 0,36 \times 201} = 4,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,21$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 170 \times 45 = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 210 \times 45 = 11,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 11,41 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 52,5 \text{ cm}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 42,5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{\min} (cm ²)	Nombre De barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
A_s (H)	3,6	8,85	8,06	11,41	11HA12	12,43	45	17
A_s (B)	3,38	3,27	4,21	9,23	9HA12	10,17	45	16

Tableau. VIII.6 : Les armatures des semelles type 1.

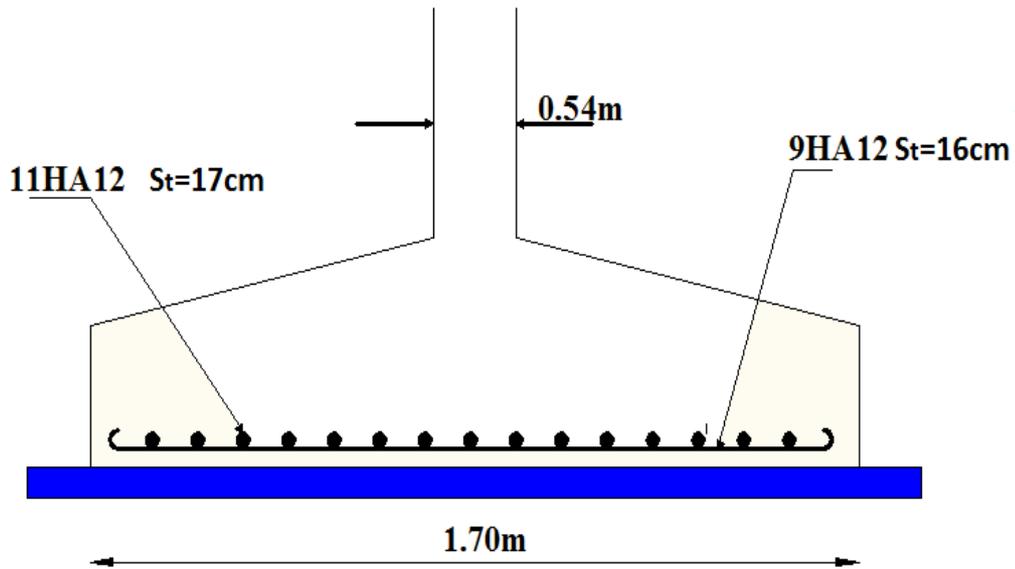


Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage de la semelle type 1 (semelle de poteau).

2.7 Pré dimensionnement de la semelle des poteaux centraux (type2):

L'effort normal supporté par la semelle jumelé est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

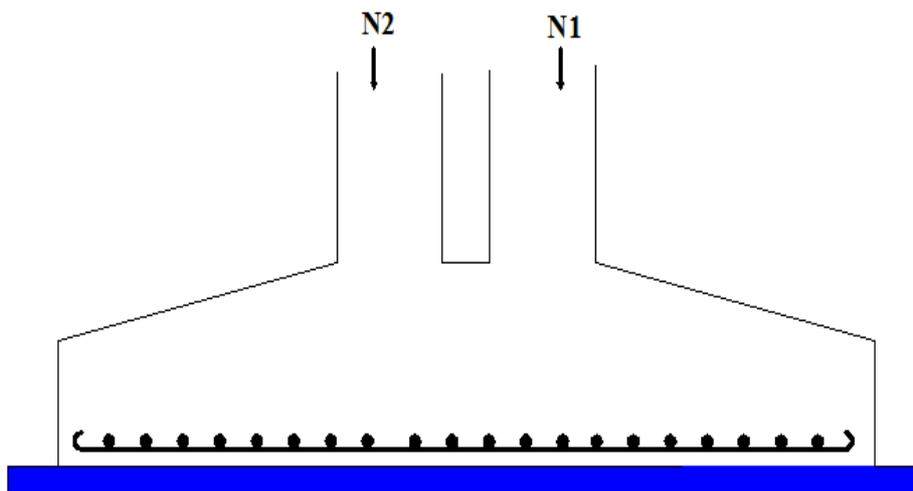


Figure VIII.3 : schéma d'une semelle jumelle.

Avec :

$N = \sum N_i$ (de chaque file de poteaux.)

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée (8,5m).

$$N_1 = 278,34 \text{KN}, \quad N_2 = 183,97 \text{KN}$$

$$\sum N_i = 462,31 \text{KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{462,31}{120 \times 2,60} = 1,48 \text{m} \quad \text{On opte pour } B = 1,55 \text{m}.$$

1.1 Calcul de la hauteur de la semelle :

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L-h}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,60 - 2,0,90}{4} = 26 \text{cm} \\ \frac{1,60 - 2,0,70}{4} = 5 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 35 \text{cm}$$

$$h_1 = d + c = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_1 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h_1) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0,68 + 0,54 + 2 \times 0,40) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 4,04 \text{m}$$

$$0,045 \times 4,04 \times 0,40 \times \frac{25}{1,5} = 1212 \text{KN} \Rightarrow Q_u = 278,34 \text{KN} \leq 1212 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

a) Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$$\text{On a : } I_y = 2,27 \text{m}^4; I_x = 0,80 \text{m}^4, \text{ et } X_G = 1,30 \text{m}; Y_G = 0,775 \text{m}$$

$$\text{Sens X-X : } N = 462,31 \text{KN}; M_x = 36,76 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,15MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,079MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,13MPa > \overline{\sigma_s} = 0,12MPa \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

Sens Y-Y : N = 462,31KN ; M_y = 0,19KN.m.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,11MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,11MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,11MPa < \overline{\sigma_s} = 0,12MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les contraintes moyennes ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à L=2,60m et B=1,90m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L-h}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,60 - 2,0,90}{4} = 26cm \\ \frac{1,90 - 2,0,70}{4} = 12,5cm \end{array} \right.$$

soit d = 35cm

$$h_1 = d + c = 35 + 5 = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

On a : I_y = 2,78m⁴; I_x = 1,48m⁴, et X_G = 1,30m ; Y_G = 0,9m

Sens X-X : N = 462,31KN ; M_x = 36,76KN.m

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,11MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,071MPa$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,10MPa < \overline{\sigma_s} = 0,12MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens Y-Y : N = 462,31KN ; M_y = 0,19KN.m.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,093 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,093 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,093 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 0,12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Dans le sens X-X : } e = \frac{36,76}{462,31} \Rightarrow e = 0,079 \text{ m} < \frac{1,90}{4} = 0,47 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Dans le sens Y-Y : } e = \frac{0,19}{462,31} \Rightarrow e = 0,00041 \text{ m} < \frac{2,60}{4} = 0,65 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement

Ferrailage :

Transversale :

$$A_{S//B} = \frac{N \cdot (B - 2b)}{8 \cdot d \cdot f_{st}} = \frac{462,31 \cdot 10^3 \cdot (1,90 - 2 \cdot 0,70)}{8 \cdot 0,30 \cdot 348} = 2,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{S//L} = \frac{N \cdot (L - 2h)}{8 \cdot d \cdot f_{st}} = \frac{462,31 \cdot 10^3 \cdot (2,60 - 2 \cdot 0,90)}{8 \cdot 0,30 \cdot 348} = 4,42 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 190 \times 40 = 9,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 9,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_L = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 260 \times 40 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_L = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_{//B} = 9T12 = 10,17 \text{ cm}^2; St = 25 \text{ cm}$$

$$S_{//L} = 12T12 = 13,56 \text{ cm}^2; St = 15 \text{ cm}$$

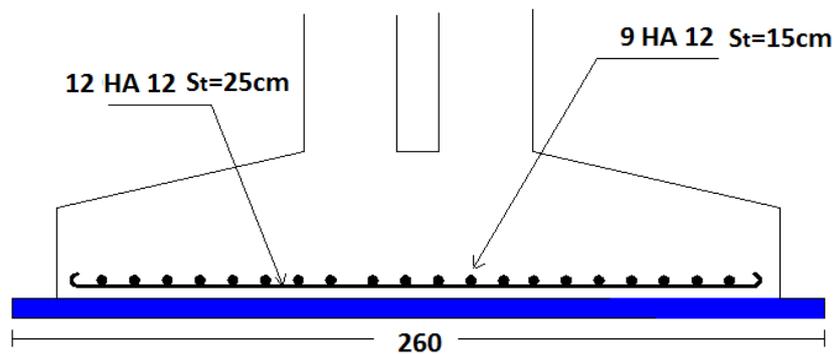


Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage de la semelle type 2(semelle jumelé).

2.8 Dimensionnement de la semelle de potelet (Type 3) :

La surface de la platine du potelet

$$S = a \times b \text{ avec } L_p = 44\text{cm et } B_p = 32\text{cm}$$

$$S = 44 \times 32 = 1408\text{cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 34,49\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{44}{32} = 1,375 \Rightarrow A = 1,375B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{1,375 \times B^2} \leq \sigma_{sol} \text{ avec } \sigma_{sol} = 0,12\text{MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{34490}{0,12 \cdot 1,375}} = 45,71\text{cm}$$

$$\text{Soit } B = 70\text{cm, d'ou } A = 1,375 \times 70 = 100\text{cm}$$

- Hauteur de la semelle :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(A-a)}{4} = \frac{100-44}{4} = 14\text{cm} \\ \frac{(B-b)}{4} = \frac{70-32}{4} = 9,5\text{cm} \end{array} \right.$$

$$d \geq 14\text{cm}$$

On prend $d=20\text{cm}$

-L'enrobage :

$$c = 5\text{cm} \Rightarrow h_t = d + c = 25\text{cm}$$

$$\text{on a } \frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 8,33 \leq h_p \leq 12,5\text{cm}$$

Soit $h_p = 10\text{cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_c = \frac{Ne}{s} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } Nt = Nsd + 1,35Ps$$

Ps : poids de de semelle

$$\gamma = 25\text{KN} / \text{m}^3$$

$$Ps = 25 \times 0,7 \times 1 \times 0,25 = 4,375\text{KN}$$

$$Nt = 34,49 + (1,35 \times 4,375) = 40,39\text{KN}$$

D'ou :

$$\sigma_c = \frac{40390}{1000 \times 700} = 0,057\text{MPa} < \sigma_{sol} = 0,12\text{MPa}$$

2.9 Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{40,39(100-44)}{8 \times 20} = 14,136\text{KN}$$

$$F_y = \frac{N_t(B-b)}{8 \times d} = \frac{40,39(70-32)}{8 \times 20} = 9,59\text{KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{14136}{\frac{400}{1,15}} = 0,40\text{cm}^2 \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

$$\frac{fy}{\sigma_s} = A_y = \frac{9590}{\frac{400}{1,15}} = 0,27\text{cm}^2$$

-condition de non fragilité

$$A_x \geq A_{x \min}$$

$$A_y \geq A_{y \min}$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 2,1\text{Mpa}, fe = 400\text{Mpa}$$

$$A_{x \min} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{fe} \right) A \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 100 \times 20$$

$$A_{x \min} = 2,41\text{cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{fe} \right) B \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 70 \times 20$$

$$A_{y \min} = 1,69\text{cm}^2$$

$$\text{On : } \begin{cases} A_{X \min} > A_X \Rightarrow A_X = A_{X \min} = 2,41 \text{ cm}^2 \\ A_{Y \min} > A_Y \Rightarrow A_Y = A_{Y \min} = 1,69 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{S//A}$, prend $4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 17 cm entre deux barres

$A_{S//B}$, on prend $3\phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 30 cm entre deux barres

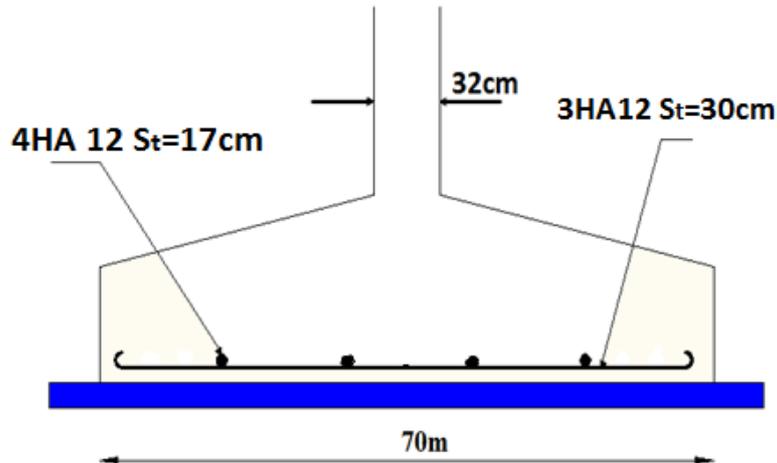


Figure VIII.5 : schéma de la semelle de potelet.

3. Calcul des longrines :

3.1- Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

3.2- Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

3.3- Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 15 \text{ (zone IIa, site S}_2\text{)}$$

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{285,42}{15} \right) = 19,028KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{202,25}{15} \right) = 13,48KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{19,028 \times 10^{-3}}{348} = 0,54cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{13,48 \times 10^{-3}}{201} = 0,67cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,3cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6,79 cm^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$$5,51cm^2 < 6,79cm^2 \quad \text{Vérfiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{202,25}{6} = 33,70KN / ml$$

La plus grande portée est : $l=6m$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 33,70 \times (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 2,52 < 3 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm, 15Φ)

$$S_t < (20\text{cm}, 15 \times 0,8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

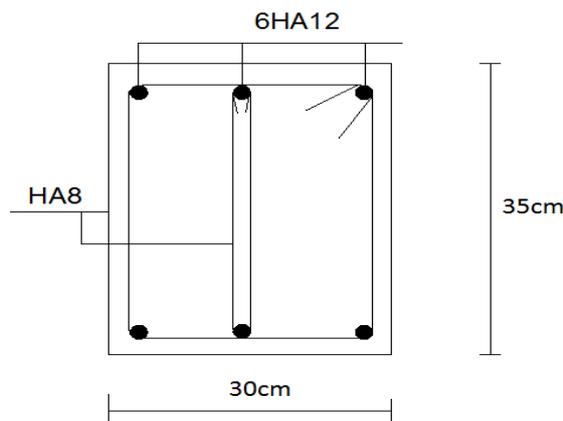


Figure. VIII.6 : Schéma de ferrailage des longrines.

4. Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension (90*70) cm².

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera menu en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

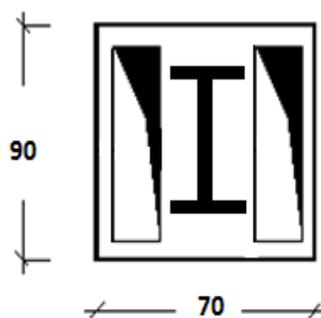


Figure VIII.7 : section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 285,42 \text{ KN} \\ M_u = 35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,12 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} = 0,15 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{la section est entièrement tendue}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 35 + 285,42 \left(0,85 - \frac{0,9}{2} \right) = 149,168 \text{ kN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 285,42 (0,85 - 0,05) - 149,168 = 79,168 \text{ kN.m} \dots \dots \dots (I)$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu} = 2200,26 \text{ kN.m} \dots \dots \dots (II)$$

$$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u (d - d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0,457$$

$$D'ou A' = -95,07 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{s,\min}$$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s,\min} = 0,9\% b \times h = 56,7 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,\min} = 14HA14 + 16HA16$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

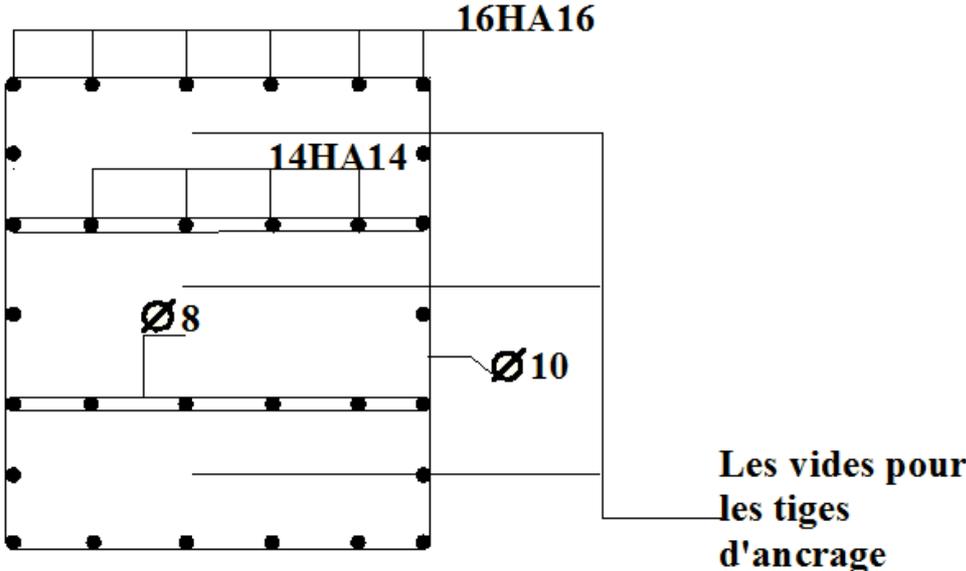


Figure VIII.8: Schéma de ferrailage des futs.

Chapitre IX

Vérification de la stabilité d'ensemble

1. Introduction:

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, on doit la vérifier à la stabilité sous le vent et le séisme.

2. Détermination des moments de renversements (M_R) :

2.1. Cas de vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (FH)
- Une composante verticale (FV)

➤ Versant droite :

a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=+0,8$) :

zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	252,75	0	0	0	15,66	4,035
E	0,609	252,75	153,92	0	48,30	15,66	4,035
F	1,45	11,97	0	17,35	1,095	2,735	8,32
G	1,275	56,61	0	72,17	1,095	12,92	9,8
H	0,908	273,73	0	248,54	6,56	15,66	9,55
I	0,789	1170,42	0	923,46	29,61	15,66	9,55
F_r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F_r (par)	-	-	51,76	0	-	-	-
			$F_H=205,68$	-	24,15	15,66	4,035
			-	$F_V=1261,52$	6,75	11,74	9,30

Tableau. IX.1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=+0,8$

MR/XX: moment renversant par rapport à l'axe XX

MR/YY: moment renversant par rapport à l'axe YY

MR/XX=14810,24 KN.m

MR/YY=9345,17 KN.m

b) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,5$) :

zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0,72	252,75	181,98	0	0	15,66	4,035
E	0,11	252,75	-27,80	0	48,30	15,66	4,035
F	0,66	11,97	0	7,9	1,095	2,735	8,32
G	0,485	56,61	0	27,45	1,095	12,92	9,8
H	0,119	273,73	0	32,57	6,56	15,66	9,55
I	0	1170,42	0	0	29,61	15,66	9,55
F_r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F_r (par)	-	-	51,76	0	-	-	-
			$F_H=205,94$	-	24,15	15,66	4,035
			-	$F_V=67,90$	6,75	11,74	9,30

Tableau. IX.2: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0,5$

MR/XX=797,146 KN.m

MR/YY=1289,29 KN.m

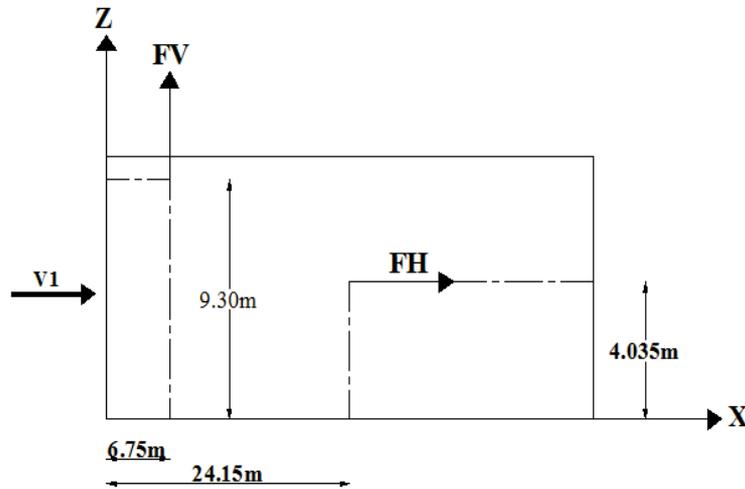


Figure IX.1 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la partie droite de la façade principale

➤ Versant gauche :

a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur (Cpi=+0,8) :

zone	q _j (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	195,95	0	0	0	10,93	4,48
E	0,609	195,95	119,33	0	48,3	10,93	4,48
F	1,45	11,97	0	17,35	1,095	2,735	9,21
G	1,275	35,91	0	45,78	1,095	8,20	10,25
H	0,908	191,14	0	173,55	6,56	10,93	9,99
I	0,789	817,22	0	644,78	29,71	10,93	9,99
F _r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F _r (par)	-	-	40,18	0	-	-	-
			F _H =159,51	-	24,15	10,93	4,48
			-	F _V =881,46	9,61	8,19	9,86

Tableau. IX.3: Vent sur la façade principale Cpi=+0,8

MR/XX=7219,15 KN.m

MR/YY=9185,43 KN.m

b) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,5$) :

zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0,72	195,95	141,084	0	0	10,93	4,48
E	0,11	195,95	-21,55	0	48,3	10,93	4,48
F	0,66	11,97	0	7,90	1,095	2,735	9,21
G	0,485	35,91	0	17,41	1,095	8,20	10,25
H	0,119	191,14	0	22,74	6,56	10,93	9,99
I	0	817,22	0	0	29,71	10,93	9,99
F_r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F_r (par)	-	-	40,18	0	-	-	-
			$F_H=159,91$	-	24,15	10,93	4,48
			-	$F_V=48,05$	9,61	8,19	9,86

Tableau. IX.4: Vent sur la façade principale $C_{pi}=-0,5$

MR/XX=393,52 KN.m

MR/YY= 1177,27KN.m

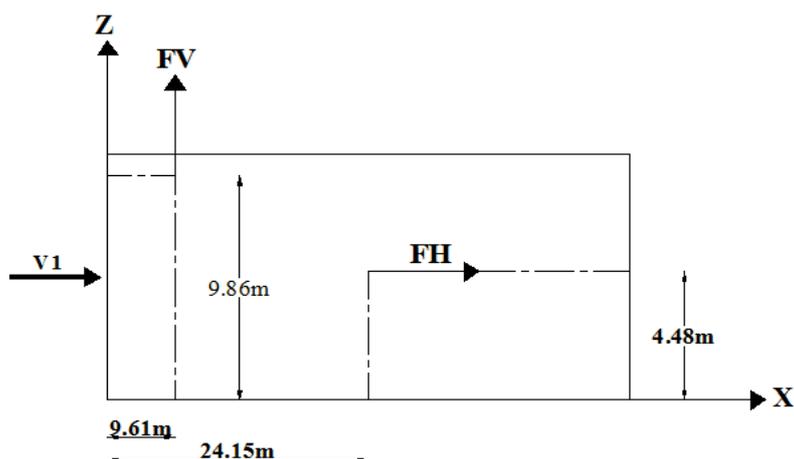


Figure IX.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la partie gauche de la façade principale

➤Versant droite :

a) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur ($C_{pi}=+0,8$) :

zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
E	0,616	398,78	245,64	0	31,32	24,15	4,035
I	0,728	1407,41	0	1024,59	16,75	24,15	9,44
J	1,088	105,58	0	114,87	1,093	24,15	10,92
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	51,76	-	-	-	-
			$F_H=297,4$	-	31,32	24,15	4,035
			-	$F_V=1139,46$	8,92	24,15	10,18

Tableau. IX.5 : Vent sur la façade secondaire $C_{pi}=+0,8$

MR/XX=27517,95KN.m

MR/YY=11365,44KN.m

a) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur (Cpi=-0,5) :

zone	q _j (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
E	0,112	398,78	-44,66	0	31,32	24,15	4,035
I	0,07	1407,41	0	98,52	16,75	24,15	9,44
J	0,29	105,58	0	30,62	1,093	24,15	10,92
F _r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F _r (par)	-	-	51,76	-	-	-	-
			F _H =7,1	-	31,32	24,15	4,035
			-	F _V =129,14	8,92	24,15	10,18

Tableau. IX.6 : Vent sur la façade secondaire Cpi=-0,5

MR/XX=3118,73KN.m

MR/YY=1180,57KN.m

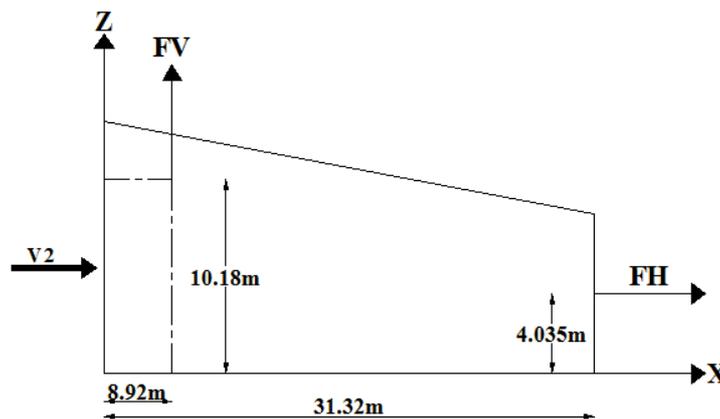


Figure IX.3 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la partie droite de la façade secondaire

➤Versant gauche :

a) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur (Cpi=+0,8) :

zone	q _j (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	432,76	0	0	0	24,15	4,48
F	1,516	23,88	0	36,20	1,093	24,15	9,063
G	1,218	81,69	0	99,29	1,093	24,15	9,063
H	0,852	950,97	0	810,22	12,03	24,15	10,09
F _r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F _r (par)	-	-	40,18	0	-	-	-
			F _H =40,18	-	0	24,15	4,48
			-	F _V =949,71	4,73	24,15	9,40

Tableau IX.7: Vent sur la façade secondaire Cpi=+0,8

MR/XX=22935,49KN.m

MR/YY=4672,13KN.m

b) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur (Cpi=-0,5) :

zone	q _j (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0,728	432,76	315,04	0	0	24,15	4,48
F	0,717	23,88	0	17,12	1,093	24,15	9,063
G	0,420	81,69	0	34,30	1,093	24,15	9,063
H	0,054	950,97	0	51,35	12,03	24,15	10,09
F_r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F_r (par)	-	-	40,18	0	-	-	-
			F _H =355,22	-	0	24,15	4,48
			-	F _V =102,77	4,73	24,15	9,40

Tableau IX.8: Vent sur la façade secondaire Cpi=-0,5

MR/XX=2481,89KN.m

MR/YY=2077,48KN.m

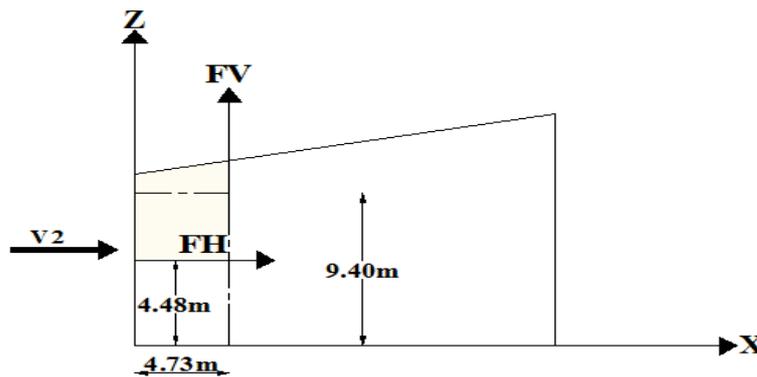


Figure IX.4: Résultantes des forces horizontales et verticales sur la partie gauche de la façade secondaire.

2.2. Cas de séisme :

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

➤Partie droite :

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)
CQC	53,72	48,68	106,07	251,12	395,25

Tableau. IX.9 : Réaction à la base due aux effets sismiques dans la partie droite.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 1912,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 2956,84 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 3735,60 \text{ KN}$$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 3735,60 \times 15,66 = 58499,49 \text{ KN.m}$
- $M_{st/yy} = 3735,60 \times 24,15 = 90214,74 \text{ KN.m}$

c) Vérification au renversement de la partie droite:

	C_{pi}	$M_R \text{ (KN.m)}$		$M_{St} \text{ (KN.m)}$		
		/xx	/yy	/xx	/yy	
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V₁)	+0,8	14810,24	9345,17	58499,49	90214,74
		-0,5	797,146	1289,29		
	Vent sur la façade secondaire (V₂)	+0,8	27517,35	11365,44		
		-0,5	3112,73	1180,57		
Cas du séisme			1912,17	2956,84	0,8.M _{st}	0,8.M _{st}
					46799,59	72171,79

Tableau. IX.10 : Vérification au renversement de la partie droite.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

➤ **Partie gauche :**

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	F_x(KN)	F_y (KN)	F_z(KN)	M_{xx}(KN.m)	M_{yy}(KN.m)
CQC	54,20	33,28	103,80	263,52	180,73

Tableau. IX.11 : Réaction à la base due aux effets sismiques dans la partie gauche.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 1398,054 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 2687,5 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 2995,08 \text{ KN}$$

2) Moment résistant

- $M_{st/XX} = 2995,08 \times 10,93 = 32736,22 \text{ KN.m}$
- $M_{st/YY} = 2995,08 \times 24,15 = 72331,18 \text{ KN.m}$

c) Vérification au renversement de la partie gauche:

		C_{pi}	$M_R \text{ (KN.m)}$		$M_{St} \text{ (KN.m)}$	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V_1)	+0,8	7219,15	9185,43	32736,22	72331,18
		-0,5	393,52	1177,27		
	Vent sur la façade secondaire (V_2)	+0,8	22935,49	4672,13		
		-0,5	2481,89	2077,48		
Cas du séisme			1398,054	2687,5	0,8. M_{st}	0,8. M_{st}
					26188,97	57864,94

Tableau. IX.12 : Vérification au renversement de la partie gauche.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

Chapitre X

Présentation de logiciel TEKLA structure

1. Introduction :

Tekla Structures est un logiciel de modélisation de l'information du bâtiment (BIM) « Building Information Modeling » permettant de créer et de gérer des modèles structurels en 3D hautement détaillés et modulables, quels que soient les matériaux et la complexité de la structure. Les modèles tekla peuvent être utilisés pour couvrir l'intégralité du processus de construction, de la conception à la gestion du bâtiment, en passant par la fabrication et le montage.

Le logiciel tekla structures est disponible dans différentes configurations et différents environnements qui offrent conjointement des fonctionnalités spécifiquement adaptées aux besoins des divers segments de l'industrie de la construction.

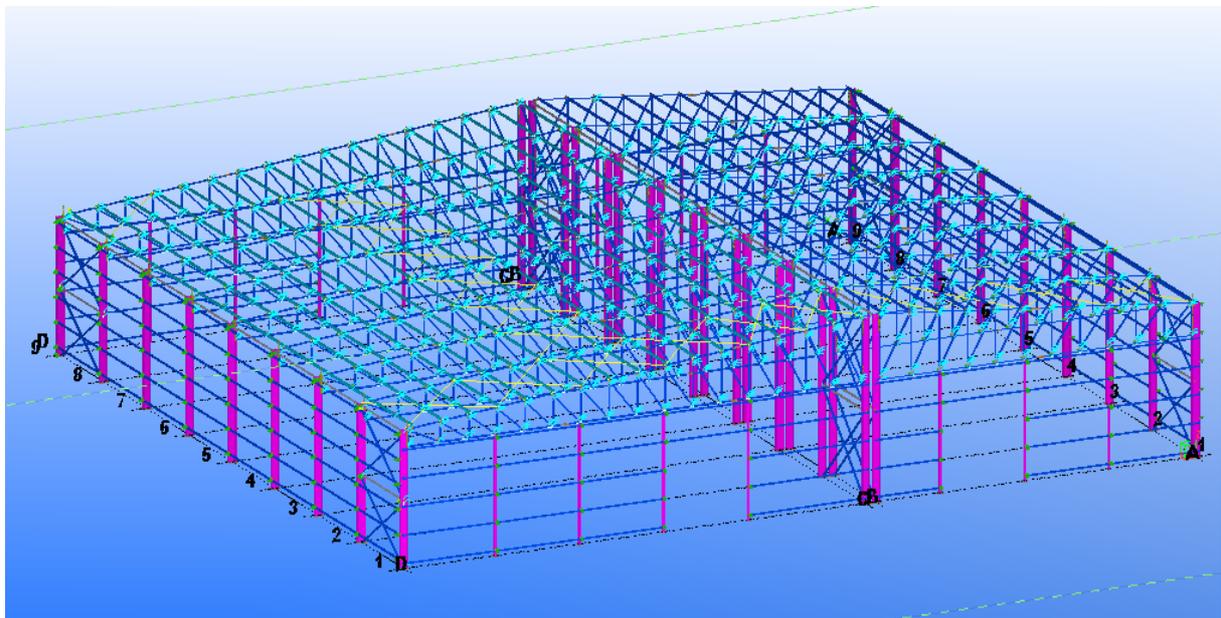


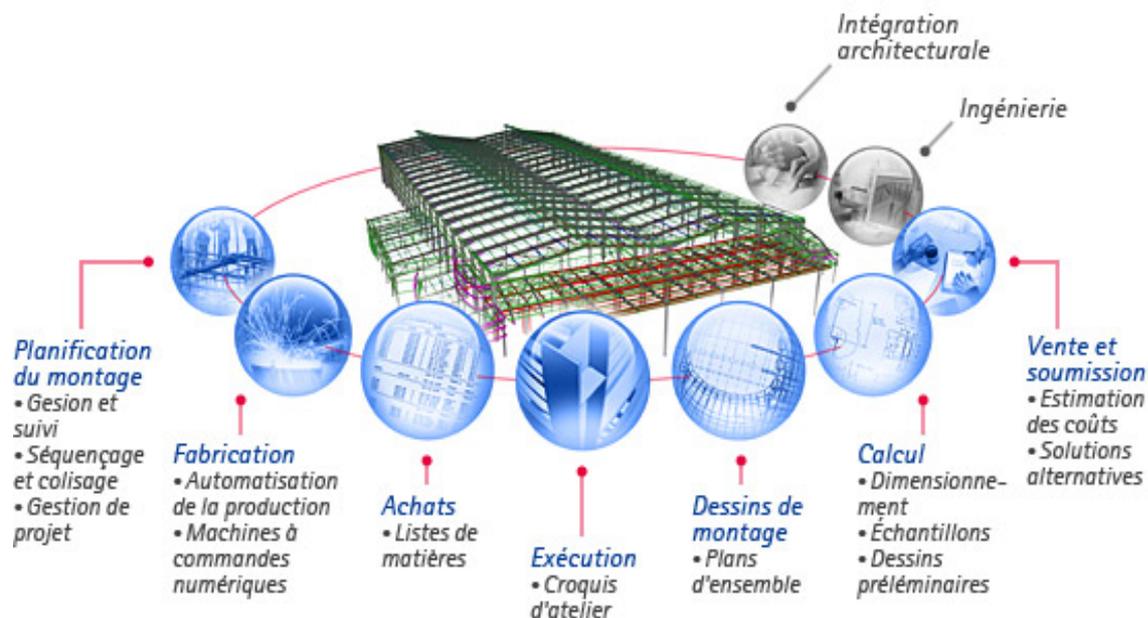
Figure X.1 : Modèle en 3D de la sale avec tekla structure.

2. Les principaux avantages de Tekla Structures :

-Les principaux avantages qu'apporte Tekla Structures au secteur de l'acier comprennent notamment :

- L'augmentation du nombre d'appels d'offres remportés grâce à des estimations précises.
- une exécution efficace et de haute qualité (Modéliser des pièces et des boulons quel que soit le matériau de construction, Créer des assemblages de pièces en acier, Créer des attaches en acier détaillées).
- Créer des plans d'ensemble (plan, section, montage) et des croquis de débit et d'assemblage listes d'assemblage, listes de pièces.
- un suivi facile du projet.

Le schéma suivant présente les différents planifications, communication et gestion des informations du projet.



2.1. Estimation :

Tekla Structures pour la gestion des bâtiments est une solution de modélisation qui aide les entrepreneurs, les sous-traitants et les professionnels de la gestion de projet à centraliser et à visualiser les données d'un projet.

2.2. Exécution :

Tekla Structures est une solution de modélisation 3D et d'exécution adaptable qui intègre tout le flux de travail d'un projet, de l'appel d'offre à l'exécution, la fabrication et le montage, quels que soient les matériaux.

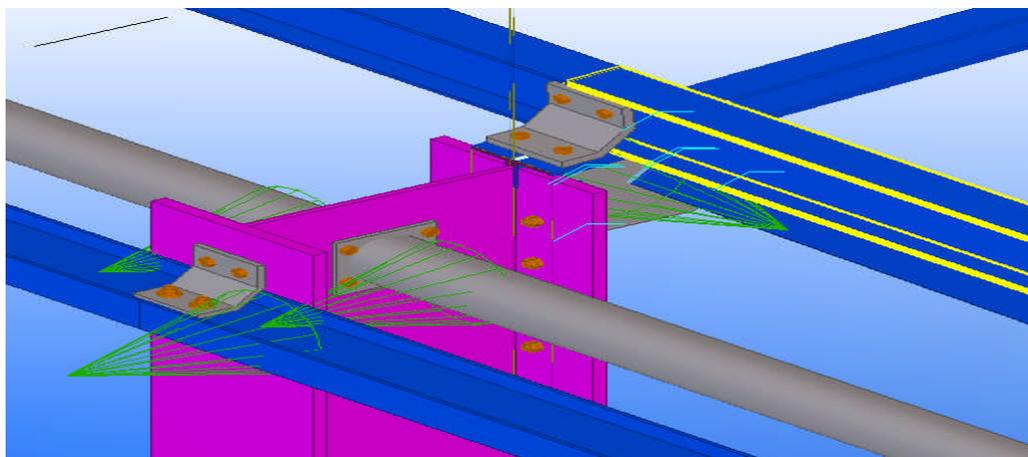


Figure X.2 : schéma d'exécution.

2.3. Fabrication :

Le projet de construction et de le résoudre avant le montage. L'avantage évident est une meilleure efficacité à la phase de conception, qui se traduit par la minimisation des coûts de production et la réduction des délais de livraison aux clients.

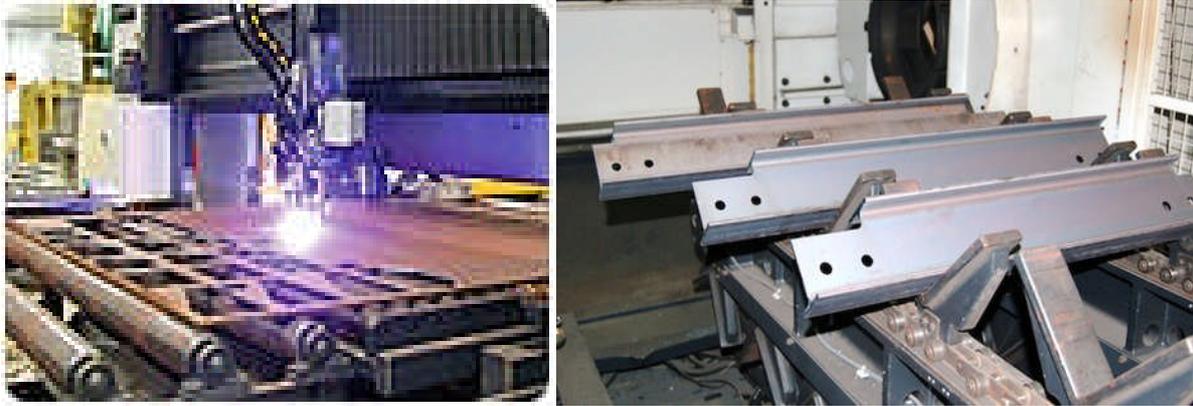


Figure X.3 : Fabrication des éléments en atelier.

2.4. Montage :

Tekla Structures est capable de traiter un grand nombre d'informations, liées ou non à un modèle, quelle qu'en soit la source. Le logiciel peut être utilisé pour assurer le transfert des informations de conception et de planification entre les équipes de conception et de construction. Ceci permet de clarifier la communication et la prise de décision au cours des phases de conception, de construction et de gestion du chantier

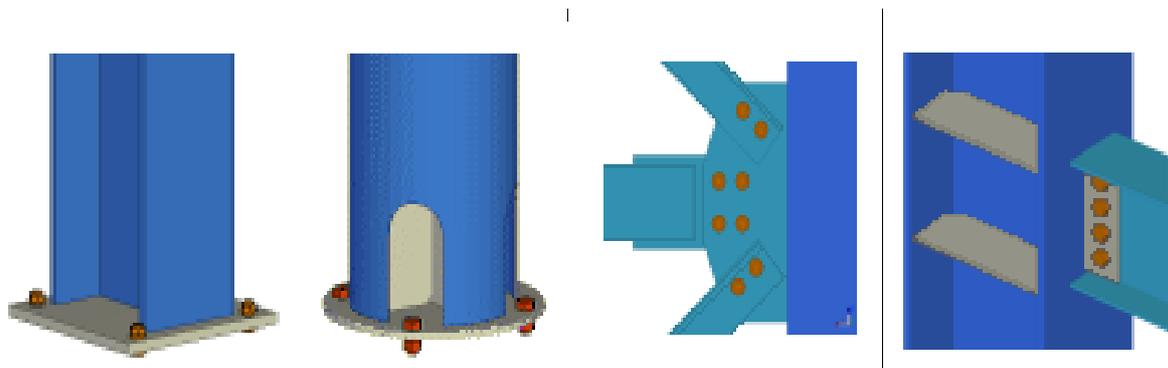


Figure X.4 : Le montage des différents éléments de la structure.

3. Collaboration autour d'un projet :

Tekla Structures permet aux équipes de conception de collaborer simultanément avec les autres acteurs du projet sur le même modèle, toujours à jour quelle que soit l'étape du cycle de construction. Différentes disciplines peuvent partager des modèles, visualiser les structures et leur cohérence, effectuer un contrôle des collisions et créer des listes concernant les éléments de coordination, le schéma suivant présente les différentes attaches qui sont réunies dans le logiciel de tekla structure

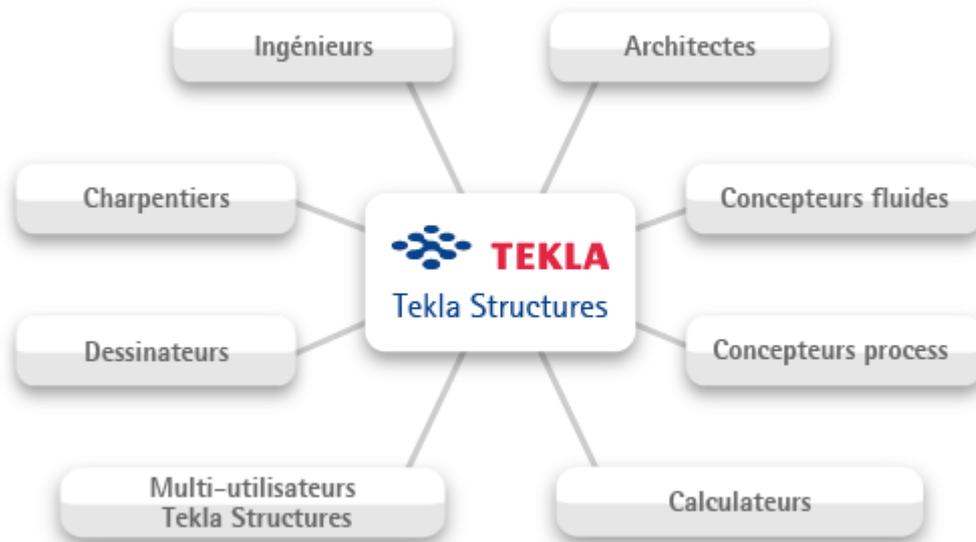


Schéma X1:Schéma qui présente les différentes attaches dans le logiciel « TEKLA STRUCTURES »

*Conclusion
générale*

Conclusion générale

A la fin de ce modeste travail, il nous a été permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Dire que nous avons vu toutes les facettes de la charpente serait prétentieux de notre part, car c'est un domaine très vaste, néanmoins cela nous a donné un avant goût de la vie professionnelle avec toutes les exigences auxquelles doit faire face l'ingénieur qui a la lourde tâche de réaliser un travail de conception faisable tout en restant dans un contexte économique acceptable.

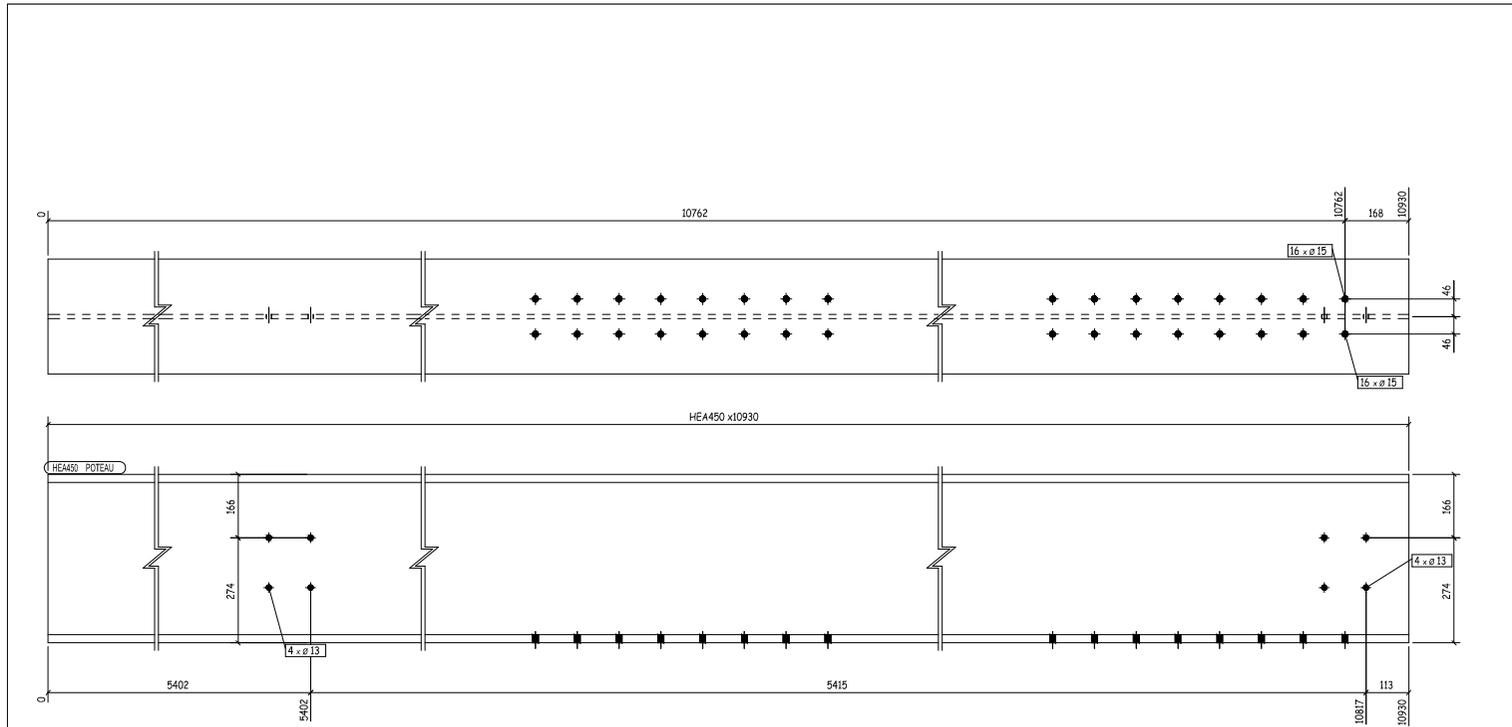
Par cette démarche, nous avons mis en lumière quelques points important à savoir :

- ✦ Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- ✦ La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- ✦ La bonne conception des assemblages est primordiale pour la stabilité des structures métalliques néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'une structure bien dimensionnée.
- ✦ L'utilisation des logiciels telle que le ROBOT structure qui nous a permis de modéliser la structure en 3D et tirer les efforts et vérifier les éléments aux différents phénomènes selon l'EC3 et l'utilisation de TEKLA structure qui nous a permis de voir et modéliser la structure avec leurs détails exacts et tirer les différents plans afin de réaliser notre structure correctement et avec précision d'exécution.

Enfin nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence pour nos débuts dans la charpente métallique vu que c'est un type de construction très prometteur et dont les avantages ne sont plus à prouver.

En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Plan



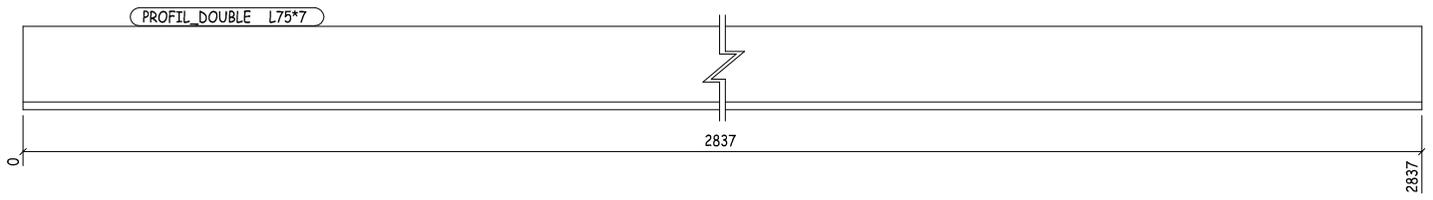
Toutels structures

Position maillage	LISTE POUR UN ASSEMBLAGE:				Rep: P12	Qtité: 2		22.0	1527.2
P12	1/B	Repère	Désignation	Qté	Matériau	Revêtement	Longueur	Peinture	Poids
P12	9/B	P12	HEA450	9	S235JR		10930	22.0	1527.2

N° Affaire:	12-001
Nom Affaire:	PROJET FIN D'ETUDE
CROQUIS D'ASSEMBLAGE	

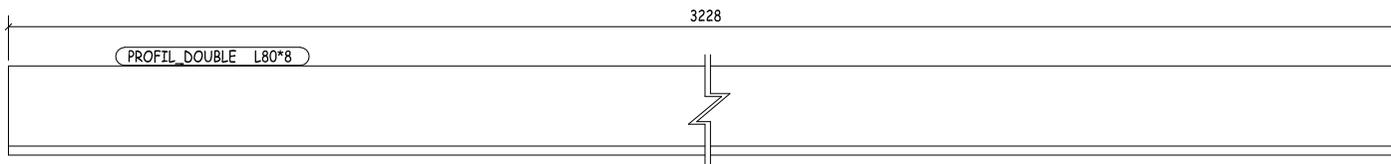
Dessinateur:	OUADI Yahia et Lyes
Encadré par:	LARABAT Ziane A
Date création:	12.06.2013
<small>Projet fin d'étude Master 1 en Génie civil, Option construction métallique</small>	



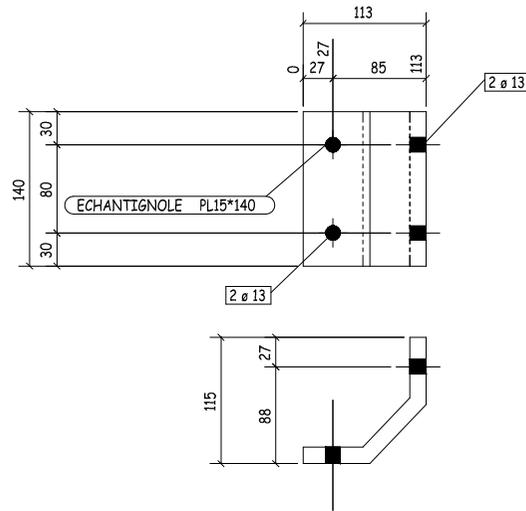


Distribution	C106	9	MONTANT	L75*7	2837	S235JR		22.5
	Repère	Qté	Nom	Désignation	Longueur	Qualité	Revêtement	Poids U (Kg)
Assemblage	<input type="checkbox"/>	N° Affaire: 12-001	Nom Affaire: PROJET FIN D'ETUDE		Dessinateur: OUADI Yahia et Lyes			
Expédition	<input checked="" type="checkbox"/>	CROQUIS DE DEBIT			Encadré par: LARABAT Ziane A			
					Date création: 12.06.2013			
					<small>Projet fin d'étude Master II en Génie civil: Option construction métallique</small>			



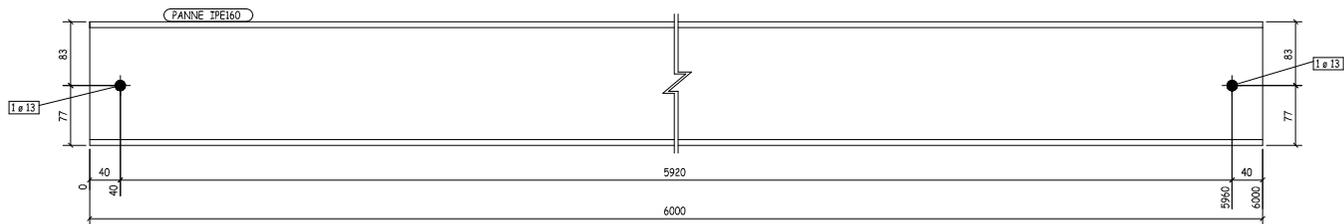


Distribution	C115	9	DIAGONALE	L80*8	3228	S235JR		31.2
	Repère	Qté	Nom	Désignation	Longueur	Qualité	Revêtement	Poids U (Kg)
Assemblage	<input type="checkbox"/>	N° Affaire: 12-001	Dessinateur: OUADI Yahia et Lyes					
Expédition	<input checked="" type="checkbox"/>	Nom Affaire: PROJET FIN D'ETUDE	Encadré par: LARABAT Ziane A					
		CROQUIS DE DEBIT			Date création: 12.06.2013			
					 جامعة بiskaya Université de Biskaya			
					Projet fin d'étude Master II en Génie civil: Option construction métallique			



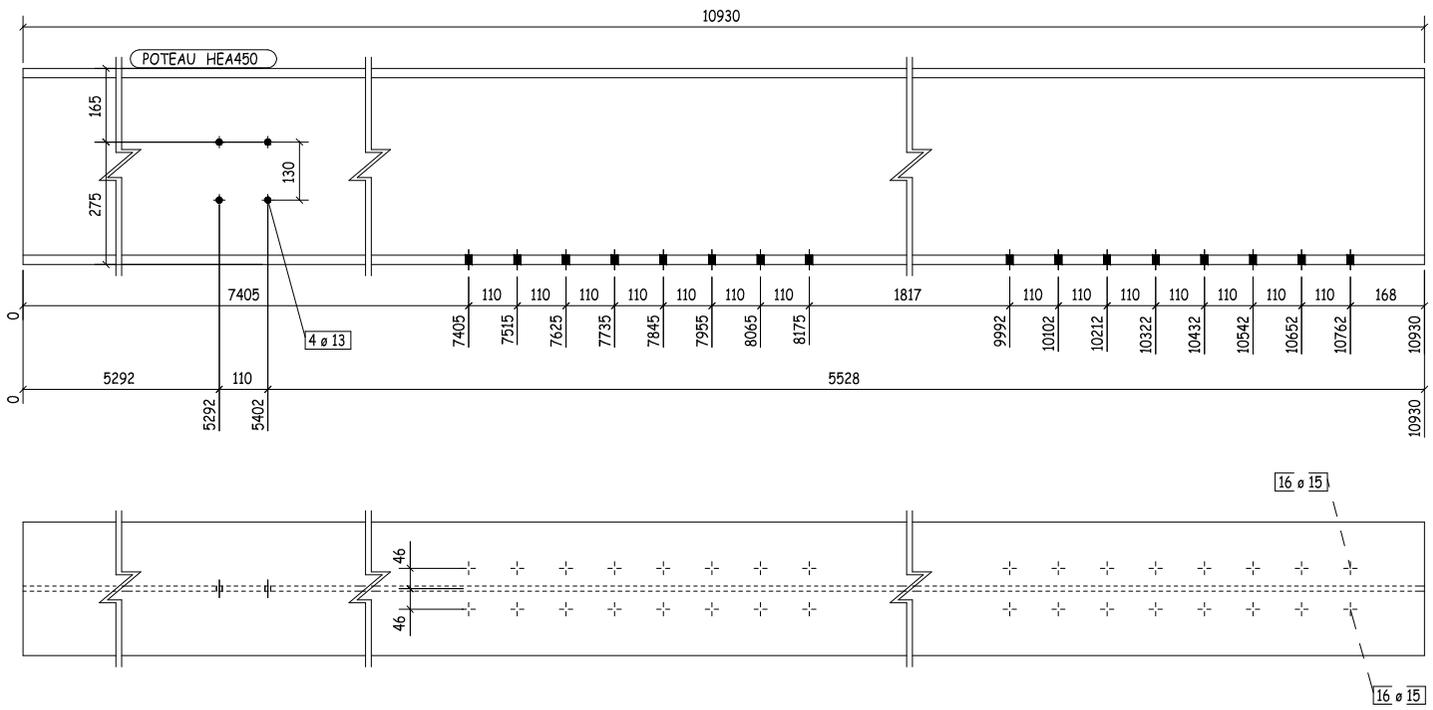
Distribution	ECH1	29	ECHANTIGNOLE	PL15*140	180	S235JR		3.0
	Repère	Qté	Nom	Désignation	Longueur	Qualité	Revêtement	Poids U (Kg)
Assemblage	<input type="checkbox"/>	N° Affaire:	12-001		Dessinateur:		OUADI Yahia et Lyes	
Expédition	<input checked="" type="checkbox"/>	Nom Affaire:	PROJET FIN D'ETUDE		Encadré par:		LARABAT Ziane A	
CROQUIS DE DEBIT					Date création:		12.06.2013	
					<small>Projet fin d'étude Master II en Génie civil, Option construction métallique</small>			





Distribution	C3	174	PANNE INTERM	IPE160	6000	S235JR	94.6
	Repère	Qté	Nom	Désignation	Longueur	Qualité	Revêtement
Assemblage	<input type="checkbox"/>	N° Affaire: 12-001	Dessinateur: OUADI Yahia et Lyes				
Expédition	<input checked="" type="checkbox"/>	Nom Affaire: PROJET FIN D'ETUDE	Encadré par: LARABAT Ziane A				
		CROQUIS DE DEBIT		Date création: 12.06.2013			
				Projet fin d'étude Materiel en Gènie civil, Option construction métallique			

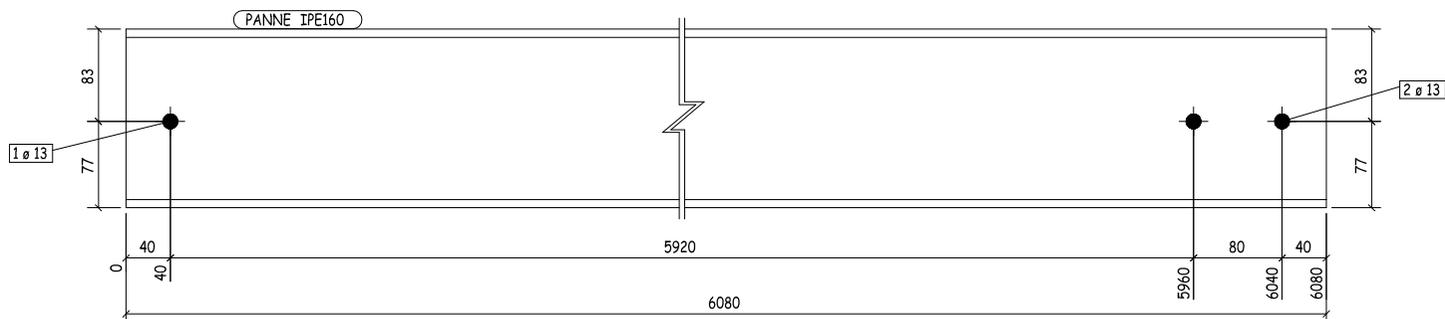




Distribution	P15	9	POTEAU	HEA450	10930	S235JR		1527.2
	Repère	Qté	Nom	Désignation	Longueur	Qualité	Revêtement	Poids U (Kg)
Assemblage	<input type="checkbox"/>	N° Affaire: 12-001	Nom Affaire: PROJET FIN D'ETUDE		Dessinateur: OUADI Yahia et Lyes			
Expédition	<input checked="" type="checkbox"/>	CROQUIS DE DEBIT			Encadré par: LARABAT Ziane A			
					Date création: 12.06.2013			



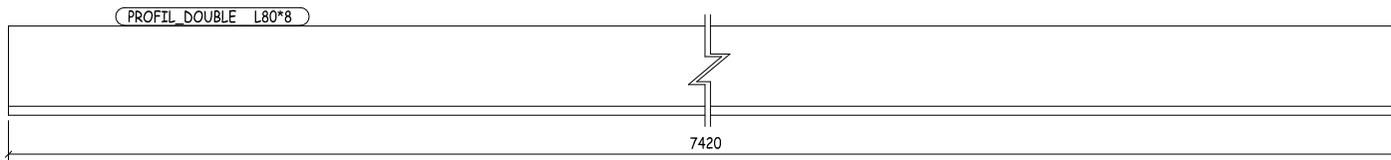
Projet fin d'étude
Master II en Génie civil: Option construction métallique



Distribution	C80	9	PANNE DE RIVE	IPE160	6080	S235JR		95.9
	Repère	Qté	Nom	Désignation	Longueur	Qualité	Revêtement	Poids U (Kg)
Assemblage	<input type="checkbox"/>	N° Affaire: 12-001	Nom Affaire: PROJET FIN D'ETUDE		Dessinateur: OUADI Yahia et Lyes			
Expédition	<input checked="" type="checkbox"/>	CROQUIS DE DEBIT			Encadré par: LARABAT Ziane A			
					Date création: 12.06.2013			



Projet fin d'étude
Master II en Génie civil - Option construction métallique



Distribution	PSAB4	4	Palée de stabilité	L80*8	7420	S235JR		71.6
	Repère	Qté	Nom	Désignation	Longueur	Qualité	Revêtement	Poids U (Kg)
Assemblage	<input type="checkbox"/>	N° Affaire: 12-001	Dessinateur: OUADI Yahia et Lyes					
Expédition	<input checked="" type="checkbox"/>	Nom Affaire: PROJET FIN D'ETUDE	Encadré par: LARABAT Ziane A					
		CROQUIS DE DEBIT		Date création: 12.06.2013				
				Projet fin d'étude Master II en Génie civil: Option construction métallique				



Annexes

Annexe 1 : Tableau des armatures en (cm²)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 2 : Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882