

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

Toumi Nedjma

Jeddi Telidja

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème :

Étude d'un hangar métallique composé de deux blocs à usage multiple avec un pont roulant

Devant le jury composé de :

M^{me}. Boumaiza.M
M^r Arbaoui A
M^r Aouari I

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examineur

Année Universitaire 2019/2020

REMERCIEMENT

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail. Nous remercions nos familles qui nous ont Toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr Arbaoui *pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail. Nous voudrions également témoigner notre reconnaissance à tous nos enseignants de la faculté des sciences et technologies particulièrement ceux du département de GENIE CIVIL.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin merci.



Dédicace

C'est avec un grand plaisir que je dédie ce présent travail à :

-ma chère mère qui a été mon premier soutien et mon père, frères et sœurs qui m'ont beaucoup encouragé et aidé pendant tout mon cursus universitaire.

- mes chères amies Mounia, kamilia, sœur jumelle Wassila et toute la famille Toumi ainsi que mes enseignants qui m'ont servi durant ces années, À mes collègues, mes amis précisément Salah Belkhir et Abdenour Ibadoune qui m'ont beaucoup aidé à finir ce travail

Nedjma. Toumi

Je dédie ce modeste travail en première position à mes chers parents, sœurs et frères et toute la famille Jédi en général, mes amies, collègues et tous les enseignants de faculté.

À mon mari et sa famille, mes enfants qui me rend toujours l'espoir.

Merci à mon binôme Nedjma qui m'a aidé durant cette année.

JEDDI TELIDJA

Table de matière

Chapitre I Généralités	2
I.1. Introduction :	3
I.2. Présentation de l'ouvrage :	3
I.2.1. Description :	3
I.2.2. Lieu d'implantation :	3
I.2.3. Classification :	3
I.2.4. Dimensions de l'ouvrage :	3
I.2.5. Les ouvertures :	3
I.2.6. Type de structure :	4
I.2.7. Système de contreventement :	4
I.2.8. Le pont roulant :	4
I.2.9. Escalier :	4
I.2.10. Assemblages :	4
I.2.11. La toiture :	4
I.2.12. L'infrastructure :	5
I.3. Matériaux :	6
I.3.1. L'acier :	6
a. L'acier de construction :	6
b. Propriétés mécaniques des aciers de construction :	7
c. Caractéristiques de l'acier utilisé dans les calculs :	7
d. Caractéristiques du matériau des moyens d'assemblage :	7
e. L'acier des armatures :	8
e.1. Contraintes de traction :	8
e.2. Loi de comportement :	8
I.3.2. Le béton :	8
I.3.2.1. Résistance caractéristique à la compression :	8
I.3.2.2. Résistance caractéristique à la traction :	9
I.3.2.3. Loi de comportement :	9
I.3.2.4. Contrainte de cisaillement :	10
I.3.2.5. Module d'élasticité :	10
a. Module de déformation longitudinale E_{ij} :	10
I.3.3. Le béton armé :	10
I.3.4. Avantages et inconvénients de la construction métallique :	11
I.3.4.1. Avantages :	11
I.3.4.2. Inconvénients :	11
Chapitre II Étude Climatique	12
II.1. Introduction	13
II.2. Étude au vent :	13
II.2.1. Définition des paramètres de calcul :	13
II.2.1.1. Coefficient dynamique C_d :	13
II.2.1.2. Évaluation de la pression dynamique de pointe :	13
II.2.1.3. Coefficient d'exposition C_e :	14
II.2.1.4. Coefficient de rugosité C_r :	14
II.2.1.5. Coefficient de topographie C_t :	14
II.2.1.6. Intensité de turbulence $I_v(z)$:	14
a. Hypothèses et convention de signe :	15
II.2.1.7. Pression aérodynamique :	15
II.2.2. Force de frottement :	16
II.3. Note de calcul	16
II.3.1. Calcul de la pression dynamique de pointe q_p (Z_e)	17
II.3.2. Détermination des pressions du vent exercées sur la structure :	17
II.3.2.1. Vent perpendiculaire au pignon :	17

a. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :	17
b. Calcul du coefficient de pression interne des parois :	19
d. Détermination des pressions aérodynamique due au vent :	19
e. Calcul d'action d'ensemble	20
f. Calcul du moment renversant :	21
II.3.2.2. Vent perpendiculaire au Long pan :	21
a. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :	21
b. Calcul du coefficient de pression interne des parois :	23
d. Détermination des pressions aérodynamique due au vent :	23
e. Calcul d'action d'ensemble	24
f. Calcul du moment renversant :	25
II.3. Étude de la neige :	25
II.3.1. Approche de calcul :	25
II.3.2. Étapes de calcul :	25
II.3.3. Application à l'ouvrage :	25
II.3.4. Détermination du coefficient de forme (μ) :	25
II.3.4.1. Toiture à deux versants :	25
II.3.4.2. Toiture plate :	25
II.3.5. Charge caractéristique de neige (S) :	26
II.4. Conclusion :	26
Chapitre III Éléments secondaires	27
III.1. Introduction :	28
III.2. Les pannes :	28
III.2.1. Introduction	28
III.2.2. Application à l'ouvrage :	28
III.2.3. Détermination de La panne la plus sollicitée :	28
III.2.3.1. Vent perpendiculaire au pignon :	29
III.2.3.2. Vent perpendiculaire au long pan	30
III.2.4. Détermination du profilé :	31
III.2.5. Détermination des charges :	32
III.2.6. Détermination des sollicitations :	32
III.2.6.1. Méthode de calcul :	32
III.2.6.2. Calcul de moment maximum et d'efforts tranchant et de la flèche :	33
III.2.6.3. Combinaison des sollicitations :	34
III.2.7. Vérification :	34
III.2.7.1. Vérification de la flèche à l'ELS :	34
III.2.7.2. Vérification de l'effort tranchant l'ELU :	35
III.2.7.3. Vérification du moment fléchissant l'ELU :	35
III.2.7.4. Vérification de la stabilité (Déversement) :	36
III.3. Calcul des liernes et les bretelles des pannes :	36
III.3.1. Evaluation des charges	37
III.4. Les lisses de bardage :	37
III.4.1. Hypothèses de calculs :	38
III.4.1.1. Pré dimensionnement :	38
III.4.1.2. Vérifications :	38
a. Vérification de la flèche max :	38
b. Vérification de l'effort tranchant :	38
C ; Vérification du moment fléchissant :	38
III.4.2. Application à l'ouvrage :	38
III.4.2.1. Détermination de La lisse la plus sollicitée :	38
a. Vent perpendiculaire au pignon V1 :	39
b. Vent perpendiculaire au long pan V2 :	40
III.4.2.2. Détermination du profilé :	41
III.4.2.3. Détermination des charges :	42
III.4.2.4. Détermination des sollicitations :	42

a. Méthode de calcul :	42
III.4.2.5. Calcul de moment maximum et d'efforts tranchant et de la flèche :	43
III.4.3. Vérification :	43
III.4.3.1. Vérification de la flèche à l'ELS :	43
III.4.3.2. Vérification de l'effort tranchant l'ELU :	43
III.4.3.3. Vérification du moment fléchissant l'ELU :	44
III.5. Calcul des liernes et les bretelles des pannes :	44
III.5.1. Évaluation des charges :	45
III.5.2. Répartition des charges sur le lierne	45
III.6. Les potelets	45
III.6.1. Pré dimensionnement (à L'ELS) :	46
III.6.2. Vérifications :	46
III.6.2.1. Vérification de la flèche max :	46
III.6.2.2. Vérification de l'effort tranchant :	46
III.6.2.3. Vérification du moment fléchissant, déversement et de la compression :	46
III.6.3. Application à l'ouvrage :	47
III.6.3.1. Disposition des potelets :	47
III.6.3.2. Détermination du potelet la plus sollicitée :	47
a. Vent perpendiculaire au pignon V1 :	47
b. Vent perpendiculaire au long pan V2 :	48
c. Conclusion :	48
III.6.3.3. Détermination du profilé :	48
III.6.3.4. Détermination des charges :	49
III.6.3.5. Détermination des sollicitations :	50
a. Méthode de calcul :	50
b. Calcul de moment maximum et d'efforts tranchant et de la flèche :	50
III.6.3.6. Vérification :	50
a. Vérification de la flèche à l'ELS :	50
c. Vérification de l'effort tranchant l'ELU :	50
c. Vérification du moment fléchissant et de compression :	51
d. Vérification du moment fléchissant et de la compression avec risque de déversement : « Moment négatif »	51
III.7. Les escaliers :	51
III.7.1. Introduction :	51
III.7.2. Caractéristique dimensionnelle des éléments constituant l'escalier :	51
III.7.3. Vérification :	51
III.7.4. Dimensionnement des supports de marches	52
III.7.4.1. Charges permanentes :	52
III.7.4.2. Charges d'exploitation :	52
III.7.5. Pré dimensionnement des supports de marches :	52
III.7.5.1. Condition de la flèche :	52
III.7.6. Vérification de la flèche :	52
III.7.7. Résistance au moment fléchissant :	53
III.7.8. Dimensionnement du limon :	53
III.7.8.1. Les charges permanentes :	53
III.7.8.2. La charge d'exploitation :	53
III.7.8.3. Chargement sur limon :	53
III.7.9. Détermination du profilé :	53
III.7.10. Vérifications à ELU :	54
III.7.10.1. Effort tranchant :	54
a. Les charges permanentes :	54
b. La charge d'exploitation :	54
III.7.10.2. Vérification du moment fléchissant et de la compression :	55
III.7.11. Détermination des poteaux :	55
III.7.11.1. Calcul de la réaction sur le poteau le plus sollicité :	55
III.7.11.2. Vérification vis-à-vis du flambement :	55

Chapitre IV Pont roulant	56
IV.1.Introduction :	57
IV.2. Présentation du pont roulant :	57
IV.3 .Classification du pont roulant :	57
IV.4. Poutre de roulement :	58
IV.5. Caractéristiques du rail :	58
IV.6. Actions sur la poutre de roulement :	59
IV.6.1. Les réactions verticales des galets :	59
IV.6.2. Les réactions horizontales :	59
IV.6.2.1.Réaction horizontale transversale :	59
IV.6.2.2. Réaction horizontale longitudinale :	59
IV.7. Calcul de la poutre de roulement :	59
IV.7.1.Point d'application des réactions des galets :	59
IV.7.1.1.Réaction verticales	60
IV.7.1.2. Réactions horizontales :	60
IV.7.2.Cas de charge à considérer pour la justification de la poutre de roulement :	60
IV.8. Procédures de calcul :	60
IV.9. Note de calcul :	60
IV.9.1.Vérification du théorème de barré :	60
IV.9.2. Pré dimensionnement de la poutre de roulement :	61
IV.9.3.Vérification de la poutre de roulement :	62
IV.9.3.1. Vérification de la flèche :	62
IV.9.3.2. Vérifications vis à vis l'effort tranchant :	62
a. Premier cas (pont en mouvement) : (Qv ; G)	62
b. Deuxième cas (pont au repos) : (Qv; G; H1)	63
IV.9.3.3. Vérification du moment avec risque de déversement :	63
a. Premier cas (pont en mouvement) : (Qv ; G)	63
b. Deuxième cas (pont au freinage) : (QV; G; H1)	64
IV.9.4. Vérification de l'âme de la poutre de roulement :	64
IV.9.4.1. Vérification de l'âme sur appui (x = 0)	64
IV.9.4.2. Vérification de l'âme (à $x= l_2 - d_4 = 2,45 m$) :	65
Chapitre V Plancher Collaborant	66
V.1.Introduction :	67
V.2. Procédure de calcul :	67
V.3. Pré dimensionnement de la dalle en béton :	67
V.3. Descente de charge:	68
V.3.1. Plancher terrasse:	68
V.3.2. Plancher étage courant	68
V.4. Pré dimensionnement des solives :	69
V.5. Calcul des Caractéristiques du plancher :	69
V.5.2. Aire de la section homogénéisée A_m :	69
V.5.4. Axe neutre plastique :	70
V.6. Vérification	70
V.6.1. Vérification de la flèche :	70
V.6.2. Vérification de l'effort tranchant :	71
V.6.3. Vérification du moment fléchissant :	71

V.7. Ferrailage de la dalle en béton :	71
V.7.1. Descente de charge :	71
V.7.2. Méthode de calcul	71
V.7.2.1. Domaine d'application de la méthode :	72
V.7.2.2. Principe de la méthode :	72
V.7.3. Vérification des conditions d'application de la méthode :	72
V.7.4. Calcul des moments selon la méthode forfaitaire :	72
V.7.5. Calcul de l'effort tranchant par la méthode forfaitaire :	73
V.7.6. Ferrailage de la dalle en béton :	73
V.7.6.1. Armatures longitudinales :	73
V.7.6.2. Armatures transversales :	74
V.8. Calcul des connecteurs :	74
V.8.1. Dimensionnement des cornières :	76
V.8.2. Résistance de la cornière :	76
V.8.3. Effort de cisaillement longitudinal :	76
V.8.4. Nombre de connecteur et écartement :	76
V.8.5. Dimensionnement des armatures de non soulèvement :	77
V.8.6. Vérification de la soudure des connecteurs	77
V.8.7. Conclusion :	78
Chapitre VI Étude des Portiques	79
VI.1. Introduction :	80
VI.2. Note de calcul :	80
VI.3. Les éléments constituant le portique (pignon) :	80
VI.4. Présentation des éléments qui constituent le portique.	81
VI.4.1. Les différentes sollicitations :	82
VI.4.2. Calcul de poids propre (G) :	82
VI.4.3. Action climatique (Surcharge du vent) :	83
VI.4.4. Action climatique (Surcharge de la neige) :	86
VI.4.5. Surcharge du pont roulant :	87
VI.4.6. Charges d'exploitation	89
VI.5. Détermination des efforts internes dans les différents éléments.	89
VI.5.1. Tableaux des efforts internes.	89
VI.6. Détermination des combinaisons d'actions :	95
VI.7. Calcul des combinaisons d'action défavorable avec imperfection :	97
VI.8. Classifications des nœuds :	99
VI.9. Calcul des longueurs de flambement des poteaux :	99
VI.10. Vérification	100
VI.10.1. Vérifications à l'ELU :	100
VI.10.1.1. Vérifications des poteaux :	100
a. Vérification de l'effort tranchant :	100
b. Vérification à la flexion et compression :	101
c. Vérification à la flexion et au flambement avec risque de déversement :	101
VI.10.1.2. Vérification des traverses :	102
a. Vérification à l'effort tranchant :	102
b. Vérification du moment fléchissant :	103
VI.10.1.3. Vérification de la poutre du plancher :	103
a. Vérification à l'effort tranchant :	103
b. Vérification à la flexion :	104
VI.10.2. Vérifications à l'ELS :	104
VI.10.2.1. Flèche horizontale :	104
a. Déplacement inter-étages :	104

b. Déplacement total en tête : _____	105
VI.10.2.2. Flèche verticale : _____	105
Chapitre VII _____	107
Stabilité & contreventement _____	107
VII.1.Introduction : _____	108
VII.2. Poutre au vent : _____	108
VII.3. Procédure de calcul : _____	108
VII.3.2. Calcul les forces appliquées sur la poutre au vent : _____	109
VII.3.2.1.Calcul des forces due à l'action du vent : _____	110
VII.3.2.2. Calcul des forces dues aux imperfections : _____	110
VII.3.2.3. Charges totales sur les nœuds _____	111
VII.3.3. Détermination des efforts internes dans les barres _____	113
VII.3.4. Vérification : _____	114
VII.3.4.1. Vérification des diagonales : _____	114
a. À la compression : _____	114
b. À la traction : _____	115
VII.3.4.2. Vérification des pannes : _____	115
a. À la compression : _____	115
b. Détermination des charges : _____	115
c. Combinaisons : _____	116
VII.4. Les palées de stabilité : _____	116
VII.4.1. Plans d'implantation et de repérage _____	116
VII.4.2. Palée de stabilité 1 : _____	116
VII.4.2.1. Calcul les forces appliquées sur le Palée de stabilité 1 : _____	117
Tableau VII- 20 : Calcul des forces dues à l'action du vent : _____	117
b. Force d'imperfection de poteau : _____	118
c. Force d'imperfection de la poutre : _____	118
d. Réaction de la poutre au vent _____	118
e. Réaction du pont roulant : _____	118
VII.4.2.2. Calcul des forces de sollicitation _____	119
VII.4.2.3. Détermination des efforts dans les barres : _____	120
VII.4.3. Vérification : _____	122
VII.4.3.1. Vérification des diagonales : _____	122
a. à la compression : _____	122
VII.4.3.2. Vérification des pannes sablières : _____	123
VII.4.4. Palée de stabilité2 _____	123
VII.4.4.1. Calcul les forces appliquées sur le Palée de stabilité 2 : _____	124
Tableau VII- 37 : Calcul des forces dues à l'action du vent : _____	124
b. Force d'imperfection de poteau : _____	125
c. Force d'imperfection de la poutre : _____	125
VII.4.4.2. Calcul des forces de sollicitation : _____	125
VII.4.4.3. Détermination des efforts dans les barres : _____	127
VII.4.4.4. Vérification des diagonales : _____	128
a. à la compression : _____	128
VII.4.4.5. Vérification des pannes sablières. _____	128
Chapitre VIII Les assemblages _____	129
VIII.1.Introduction _____	130
VIII.2. Partie I : les assemblages soudés _____	130
VIII.2.1. Procédure de calcul : _____	130
VIII.2.2. Les pièces assemblées par soudage _____	130
VIII.2.3. Définition conventionnelle des contraintes : _____	131
VIII.2.4. Méthode de calcul : _____	131
VIII.2.5.Exemples de calcul : _____	132
VIII.2.5.1. Assemblage Poteau – plaque d'assise : _____	132

VIII.2.5.2. Assemblage traverse – platine (faîtage) :	133
VIII.3. Partie II : Les assemblages boulonnés	135
VIII.3.1. Les boulons ordinaires	135
VIII.3.1.1. Procédures de calcul :	135
VIII.3.1.2. Les pièces assemblées par les boulons ordinaires :	135
VIII.3.1.3. Méthode de calcul :	135
VIII.3.1.4. Application numérique :	136
a. Assemblage diagonale-gousset :	136
b. Assemblage panne sablière -poteau :	137
c. Assemblage solive -poutre du plancher :	138
VIII.3.2. Les boulons HR :	142
VIII.3.2.1. Les pièces assemblées par les HR :	142
VIII.3.2.2. Méthode de calcul :	142
VIII.3.2.3. Note de calcul :	143
a. Assemblage Traverse-Traverse :	143
b. Assemblage poteau – poutre plancher :	146
Chapitre IX Les pieds de poteaux	151
IX.1.Introduction	152
IX.2.Partie I : Pieds de poteaux articulés (Potelets)	152
IX.2.1. Potelet HEB 220 :	152
IX.2.1.1. Caractéristiques des éléments :	152
IX.2.1.2. Vérification du pied de poteau à l’effort de compression :	153
IX.2.1.3. Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :	153
IX.2.1.4. Vérification du pied de poteau vis-à-vis du cisaillement :	154
IX.3. Partie II : Pieds de poteaux encastrées (Poteaux)	154
IX.3.1. Poteau HEA 500 :	154
IX.3.1.1. Caractéristiques des éléments :	154
IX.3.1.2. Les efforts sollicitant les pieds de poteaux :	155
IX.3.1.3. Vérifications du pied de poteau :	155
a. Vérification du pied de poteau à l’effort de compression :	155
b. Vérification à l’effort tranchant :	156
IX.3.1.4. Résistance du raidisseur dans la zone tendue	157
IX.3.1.5. Résistance au glissement	157
IX.3.1.6. Résistance de la zone tendue : (Traction centrée)	158
IX.3.1.7. Vérification au cisaillement :	158
IX.3.1.8. Vérification au cisaillement et à la traction :	158
IX.3.1.9. Calcul du moment résistant :	158
Chapitre X Infrastructure	160
X.1.Introduction :	161
X.2. Facteurs de choix du type de fondation :	161
X.3. Étude du sol	161
X.4. Détermination de la contrainte admissible :	161
X.5.1. Plan de repérage :	162
X.5.2. Les fondations à calculer	162
X.6.Semelles isolées :	162
X.6.1.Méthode de calcul	162
X.6.2. Note de calcul :	164
X.6.2.1. Semelles sous poteaux :	164
a. Dimensionnement de la semelle :	164
b. Effort agissant sur la semelle :	164
d. Méthode de calcul :	165
e. Descente de charge	167

X.6.2.2. Semelle sous poteau de rive avec palée de stabilité en X :	169
a. Effort agissant sur la semelle :	169
d. Ferrailage :	170
X.6.2.3. Semelle sous poteau de rive avec palée de stabilité en V:	171
c. Ferrailage :	173
X.6.2.4. Semelles sous potelets :	174
a. Coffrage :	174
b. Ferrailage :	174
X.7. Les longrines :	175
X.7.1. Dimensions :	175
X.7.2. Ferrailage longitudinal :	175
X.7.3. Ferrailage transversal :	176
X.7.4. Vérification de la stabilité globale :	176
Bibliographie	178

Liste des figures :

Figure I- 1 : Façade principale du Hangar	5
Figure I- 2 : Façade postérieure du Hangar	5
Figure I- 3 : Niveau RDC du Hangar	6
Figure I- 4 : Vue 3D du Hangar.....	6
Figure I- 5 : Diagramme contraintes – déformations de l’acier	8
Figure I- 6 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l’ELU.....	9
Figure I- 7 : Diagrammes contraintes – déformations du béton à l’ELS.....	10
Figure I- 8 : Courbe contraintes - déformations d’un essai de compression.	10
Figure II- 1 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante	16
Figure II- 2 : Zone de pression sur les parois verticales « long pan ».....	17
Figure II- 3 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales	18
Figure II- 4 : Zone de pression sur la toiture plate	18
Figure II-5 : Zone de pression sur la toiture à deux versants	19
Figure II- 6 : Coefficient de pression intérieure pour les bâtiments sans face dominante	19
Figure II- 7 : Zone de pression sur les parois verticales « pignon ».....	21
Figure II- 8 : Zone de pression sur la toiture plate	22
Figure II- 9 : Zone de pression sur la toiture à deux versants	22
Figure III- 1 : Distribution des pannes sur un versant de la toiture.....	28
Figure III- 2 : zones de pression extérieure de La panne la plus sollicité suivant V1	29
Figure III- 3 : chargement sur la panne la plus sollicité.....	29
Figure III- 4 : zones de pression extérieure de La panne la plus sollicité suivant V2	30
Figure III- 5 : chargement sur la panne la plus sollicité.....	30
Figure III- 6 : chargement sur la panne la plus sollicité.....	31
Figure III- 7 : Représentation des charges dans le sens Y-Y	32
Figure III- 8 : Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Y-Y	33
Figure III- 9 : Représentation des charges dans le sens Z-Z.....	33
Figure III- 10 : Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Z-Z....	33
Figure III- 11 : Disposition des liernes et des bretelles	37
Figure III- 12 : Répartition des charges sur le lierne.....	37
Figure III- 13 : Disposition des lisses de bardage sur le long-pan	39
Figure III- 14 : Disposition des lisses de bardage sur le pignon	39
Figure III- 15 : chargement sur la panne	40
Figure III- 16 : Chargement sur la panne	41
Figure III- 17 : Représentation des charges dans le sens Y-Y	42
Figure III- 18 : Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Y- Y ..	42
Figure III- 19 : Représentation des charges dans le sens Z-Z	43
Figure III- 20 : Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Z-Z	43
Figure III- 21 : Présentation des liernes et bretelles	44
Figure III- 22 : Distribution des charges	45
Figure III- 23 : Répartition des charges sur le potelet.....	46
Figure III- 24 : Disposition des potelets sur le pignon.....	47
Figure III- 25 : Profilé <i>HEB 220</i>	49
Figure III- 26 : Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Y-Y ...	49

Figure III- 27 : Distribution des charges	50
Figure III- 28 : Vu en plan	52
Figure III- 29 : présentation de la marche	52
Figure III- 30 : Schéma statique de l'escalier	53
Figure IV- 1 : vue en plan sur le pont roulant bipoutre	57
Figure IV- 2 : différents supports de poutre de roulement	58
Figure IV- 3 : réactions verticales des galets.....	59
Figure IV- 4 : renforcement de la poutre de roulement.....	60
Figure IV- 5 : Schéma statique de la poutre de roulement.	61
Figure IV- 6 :.Schéma du cas le plus défavorable de la flèche.....	61
Figure V- 1 : dimensions de la tôle TN40	67
Figure V- 2 : disposition des solives.....	69
<i>Figure V 3 ; La position de l'axe neutre élastique</i>	70
Figure V- 4 ; La position de l'axe neutre plastique :	70
Figure V- 5 : moments selon la méthode forfaitaire	72
Figure V- 6 : distribution des connecteurs	77
Figure VI- 1 : Schéma du bloc.....	80
Figure VI- 2 : Plan d'implantation des portiques	80
Figure VI- 3 : Les composants de la partie.....	81
Figure VI- 4 : Les composants des extrémités du portique (long pan).....	81
Figure VI- 5 : portique chargé avec le poids propre de la structure.	83
Figure VI- 6 : Valeur de qw sous V1	84
Figure VI- 7 : Valeur de qw (cas de charge 1).....	85
Figure VI- 8 : Valeur de qw (cas de charge 2).....	85
Figure VI- 9 : Valeur de qw (cas de charge 3).....	85
Figure VI- 10 : Valeur de qw (cas de charge 4).....	86
Figure VI- 11 : Valeur de qw sous $S1$	86
Figure VI- 12 : Valeur de qw sous $S2$	86
Figure VI- 13 : Valeur de qw sous $S3$	87
Figure VI- 14 : Surcharge du pont roulant Pour un pont roulant en mouvement $Q1$:	87
Figure VI- 15 : Surcharge du pont roulant Pour un pont roulant en mouvement $Q2$:	88
Figure VI- 16 : Surcharge du pont roulant Pour un pont roulant en repos $Q4$	88
Figure VI- 17 : Surcharge du pont roulant Pour un pont roulant en repos $Q5$	88
Figure VI- 18 : Valeur charge d'exploitation planchée étage	89
Figure VI- 19 : Valeur charge d'exploitation toiture inaccessible	89
Figure VI- 20 : Schématisation de la force d'imperfection dans le portique 2	97
Figure VI- 21 : Schéma des bracons	103
Figure VII- 1 : Représentation des contreventements.....	108
Figure VII- 2 : Vue en plan des poutres au vent	109
Figure VII- 3 : Nomination des diagonales et des pannes et les forces agissant sur la poutre au vent.....	109
Figure VII- 4 : Effort agissant sur la poutre au vent (Cas de charge 1)	111
Figure VII- 5 : Effort agissant sur la poutre au vent (Cas de charge 2)	112
Figure VII- 6 : Effort agissant sur la poutre au vent (Cas de charge 3)	113

Figure VII- 7: Vue de face des palées de stabilité	116
Figure VII- 8: Nomination des diagonales et des sablières Et les forces agissant sur le Palée de stabilité 1	116
Figure VII- 9: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 1 (Vent 1 Zone D).....	119
Figure VII- 10: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 1 (Vent 1 Zone E)	119
Figure VII- 11: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 1 (Vent 2 Zone A et B)	120
Figure VII- 12: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 1 (Vent 2 Zone B)	120
Figure VII- 13 : Déposition des cornières	122
Figure VII- 14: Le gousset	123
Figure VII- 15: Nomination des diagonales et des pannes et les forces agissant sur le Palée de stabilité 2	123
Figure VII- 16: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 2 (Vent 1 Zone D).....	125
Figure VII- 17: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 2 (Vent 1 Zone E)	126
Figure VII- 18: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 2 (Vent 2 Zone A).....	126
Figure VII- 19: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 2 (Vent 2 Zone B et C).....	126
Figure VIII- 1: Procédé d'assemblage	130
Figure VIII- 2 : Définition conventionnelle des contraintes dans le cordon.....	131
Figure VIII- 3: soudure traverse- Platine	134
Figure VIII- 4: Détail des dispositions des boulons de la poutre au vent.	136
Figure VIII- 5: Détail de l'assemblage poteau – sablière	137
Figure VIII- 6: Détail de l'assemblage solive – poutre maitresse.....	138
Figure VIII- 7 : Position de l'axe neutre plastique	141
Figure VIII- 8: Détails de l'assemblage Traverse -Traverse (jarret).....	143
Figure VIII- 9: Détails de l'assemblage Poteau-Poutre maitresse.	146
Figure IX- 1: système de pied de poteau articulé et encastré.	152
Figure IX- 2: dimensions du pied de poteau HEB 220.....	152
Figure IX- 3: Coupe transversale sur le pied de poteau	155
Figure IX- 4: dimensions du pied de poteau HEA 500	155
Figure X- 1: Fondations.....	161
Figure X- 2: plan de fondation.....	162
Figure X- 3: dimension de la semelle sous poteau	166
Figure X- 4: ferrailage de la semelle sous poteau selon le sens y-y	168
Figure X- 5: ferrailage de la semelle sous poteau selon le sens x-x	169
Figure X- 6: ferrailage de la semelle sous poteau de rive avec palée de stabilité en X.....	171
Figure X- 7: ferrailage de la semelle sous poteau de rive avec palée de stabilité en V.....	174
Figure X- 8: Ferrailage de la semelle sous potelet	175
Figure X- 9: ferrailages de longrine.....	176

Liste des tableaux

Tableau II- 1: Dimensions des parois et les toitures :	17
Tableau II- 2 : les valeurs des « Cpe » pour les parois suivant :	18
Tableau II- 3: Coefficient de pression extérieure de la toiture plate	18
Tableau II- 4 : Coefficient de pression extérieure de la toiture a deux versants	19
Tableau II- 5: Pression exercées sur les parois	20
Tableau II- 6: Pression exercées sur les toitures	20
Tableau II- 7 : Composantes horizontales et vertical et centre de pression :	20
Tableau II- 8 : Dimensions des parois verticales et toitures :	21
Tableau II- 9: Coefficient de pression extérieure des parois.....	22
Tableau II- 10: Coefficient de pression extérieure de la toiture plate	22
Tableau II- 11: Coefficient de pression extérieure de la toiture a deux versants	23
Tableau II- 12: Pression exercées sur les parois	23
Tableau II- 13: Pression exercées sur les toitures	24
Tableau II- 14 : Composantes horizontales et verticales et centre de pression.....	24
Tableau III- 1: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V1	29
Tableau III- 2: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V1	30
Tableau III- 3: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V1	31
Tableau III- 4: Caractéristiques de l’IPE 140 : (classe 1).....	31
Tableau III- 5 : Évaluation des charges	32
Tableau III- 6 : moment maximum et d’efforts tranchant et de la flèche chargement (Z-Z) :	34
Tableau III- 7 : moment maximum et d’efforts tranchant et de la flèche chargement(Y-Y)	34
Tableau III- 8 : Combinaison des sollicitations Y-Y	34
Tableau III- 9 : Combinaison des sollicitations Z-Z :	34
Tableau III- 10: Vérification de la flèche « panne »	35
Tableau III- 11: Vérification de l’effort tranchant.....	35
Tableau III- 12 : combinaison d’action.....	35
Tableau III- 13: Combinaisons à l’ELU	36
Tableau III- 14: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V1	40
Tableau III- 15: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V2	41
Tableau III- 16: Caractéristique du profilé UPE 120	42
Tableau III- 17: Évaluation des charges	42
Tableau III- 18: Valeur des efforts tranchant et moment fléchissant et la flèche dans le sens Y-Y	43
Tableau III- 19: Valeur des efforts tranchant et moment fléchissant et la flèche dans le sens Z-Z	43
Tableau III- 20: Vérification de l’effort tranchant	44
Tableau III- 21: Disposition de potelet le plus sollicitée selon V1	47
Tableau III- 22: Disposition de potelet le plus sollicitée selon V1	48
Tableau III- 23: Caractéristique du profilé HEB 220	49
Tableau III- 24: Évaluation des charges	49
Tableau III- 25: Valeur des efforts tranchant et moment fléchissant et la flèche dans le sens Y-Y	50
Tableau III- 26: Vérification de l’effort tranchant.....	50

Tableau IV- 1: Caractéristique du pont roulant.....	57
Tableau IV- 2: caractéristiques du rail	58
Tableau IV- 3 : Caractéristique de HEB 300	61
Tableau V- 1 : calcul le moment en appui et le moment en travée	73
Tableau V- 2 : l'effort tranchant.....	73
Tableau VI- 1 : Caractéristiques de l'IPE360:	81
Tableau VI- 2 : Caractéristiques de l'HEA500:	82
Tableau VI- 3: Valeur du poids propre	82
Tableau VI- 4: Valeur de qw sous $V1$	83
Tableau VI- 5: Valeur de qw sous $V2$	84
Tableau VI- 6 : l'effort normal aux nœuds en « daN »	91
Tableau VI- 7 : l'effort normal aux nœuds en « daN »	93
Tableau VI- 8: Valeur des réactions et déplacement.....	95
Tableau VI- 9: Valeur des Combinaisons de M_{max} et N_{corr}	96
Tableau VI- 10: Valeur des Combinaisons de N_{max} et M_{corr}	96
Tableau VI- 12: Valeurs des efforts avec imperfection pour les poteaux.....	98
Tableau VI- 13 : Valeurs des efforts avec imperfection pour les traverses	98
Tableau VI- 14: Valeurs des efforts avec imperfection pour les poutres	99
Tableau VI- 15 : Calcul des longueurs de flambement des poteaux	100
Tableau VI- 16: Vérification et formules	100
Tableau VI- 17: Vérification de l'effort tranchant	101
Tableau VI- 18: Vérification de Moment fléchissant	101
Tableau VI- 19 : Vérification de Déversement.....	102
Tableau VI- 20: Vérification de l'effort tranchant	102
Tableau VI- 21: Vérification de l'effort tranchant	104
Tableau VI- 22 : Vérification de Flèche horizontal Sans et avec charge de vent :	104
Tableau VI- 23 : vérification de la flèche verticale pour les traverses :.....	105
Tableau VI- 24: vérification de la flèche verticale pour les poutres :	106
Tableau VII- 1 : Action sur poteaux et potelets	109
Tableau VII- 2 : Calcul des forces dues à l'action du vent	110
Tableau VII- 3 : Action sur poteaux et potelets :	110
Tableau VII- 4 : Calcul des forces dues à l'action du vent :	110
Tableau VII- 5 : Action sur poteaux et potelets :	110
Tableau VII- 6 : Forces dû à l'action du vent :	110
Tableau VII- 7 : Force due aux imperfections	111
Tableau VII- 8 : Forces dû à l'action du vent sur les potelets et poteaux.....	111
Tableau VII- 9 : Forces dû à l'action du vent sur les potelets et poteaux.....	112
Tableau VII- 10 : Forces dû à l'action du vent sur la Poutre au vent 1 et 2	112
Tableau VII- 11: Résultats des efforts dans les pannes sablières (Cas de charge 1)	113
Tableau VII- 12: Résultats des efforts dans les pannes sablières (Cas de charge 2)	113
Tableau VII- 13: Résultats des efforts dans les pannes sablières (Cas de charge 3)	113
Tableau VII- 14: Résultats des efforts dans les diagonales (Cas de charge 1)	114
Tableau VII- 15: Résultats des efforts dans les diagonales (Cas de charge 2)	114
Tableau VII- 16: Résultats des efforts dans les diagonales (Cas de charge 3)	114
Tableau VII- 17: Caractéristiques de HEB 140 : (classe 1).....	115
Tableau VII- 18: Évaluation des charges	115

Tableau VII- 19 : Calcul des forces appliquées sur les poteaux	117
Tableau VII- 20 : Calcul des forces dues à l'action du vent :	117
Tableau VII- 21 : Action sur poteaux :	117
Tableau VII- 22 : Calcul des forces dues à l'action du vent :	117
Tableau VII- 23 : Action sur poteaux :	117
Tableau VII- 24 : Forces dû à l'action du vent :	117
Tableau VII- 25: Action sur poteaux :	118
Tableau VII- 26 : Forces dû à l'action du vent :	118
Tableau VII- 27 : Force due aux imperfections	118
Tableau VII- 28: Résultats des efforts dans les sablières (V ₁ Zone D)	120
Tableau VII- 29: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 1 Zone D)	121
Tableau VII- 30: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 1 Zone E).....	121
Tableau VII- 31 : Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 1 Zone E)	121
Tableau VII- 32: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 2 Zone A et B).....	121
Tableau VII- 33: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 2 Zone A et B)	121
Tableau VII- 34: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 2 Zone B)	122
Tableau VII- 35: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 2 Zone B)	122
Tableau VII- 36: Action sur poteaux :	124
Tableau VII- 37 : Calcul des forces dues à l'action du vent :	124
Tableau VII- 38 : Action sur poteaux :	124
Tableau VII- 39 : les forces dues à l'action du vent :	124
Tableau VII- 40: Action sur poteaux :	124
Tableau VII- 41 : Calcul des forces dues à l'action du vent :	124
Tableau VII- 42 : Action sur poteaux :	124
Tableau VII- 43 : Calcul des forces dues à l'action du vent :	125
Tableau VII- 44 : Force d'imperfection de poteau.....	125
Tableau VII- 45 : Force d'imperfection de la poutre :	125
Tableau VII- 46: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 1 Zone D)	127
Tableau VII- 47 : Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 1 Zone D).....	127
Tableau VII- 48; Résultats des efforts dans les sablières (Vent 1 Zone E).....	127
Tableau VII- 49: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 1 Zone E)	127
Tableau VII- 50: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 2 Zone A)	127
Tableau VII- 51: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 2 Zone A).....	127
Tableau VII- 52: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 2 Zone B et C).....	128
Tableau VII- 53: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 2 Zone B et C).....	128
Tableau VIII- 1: dimension des cordons de soudures des semelles.....	133
Tableau VIII- 2: dimensions des cordons de soudures des âmes.....	133
Tableau VIII- 3 : Les caractéristiques géométriques des boulons	136
Tableau VIII- 4: Les caractéristiques géométriques des boulons	137
Tableau VIII- 5 : Les caractéristiques géométriques des boulons	138
Tableau VIII- 6 : Les caractéristiques géométriques des boulons	139
Tableau VIII- 7 : Résistance de calcul en traction des tronçons en T équivalents :	144
Tableau VIII- 8 : Résistances potentielles de calcul	145
Tableau VIII- 9 : Redistribution des résidus de résistance	145
Tableau VIII- 10 : Rangées de boulons considérées dans les assemblages successifs	147
Tableau VIII- 11 : Rangées de boulons considérées dans les assemblages successifs	148
Tableau VIII- 12 : Résistances potentielles de calcul	148
Tableau VIII- 13 : Résistance de calcul adopté :	149

Tableau IX- 1 : Calcul de la longueur efficace	157
Tableau IX- 2 : Calcul de la longueur efficace	157
Tableau IX- 3 : Résistance du raidisseur dans la zone tendue	157
Tableau X- 1 : espacement max entre barre longitudinal selon le CBA.93 - A7.2.4.2	164
Tableau X- 2 : b. Effort agissant sur la semelle :	165
Tableau X- 3 : Combinaison d'action.....	165
Tableau X- 4 .Descente de charge :	165
Tableau X- 5 : Calcul l'effort N	166
Tableau X- 6 : Efforts agissant sur la fondation :	167
Tableau X- 7 : Soulèvement et renversement.....	167
Tableau X- 8 : Vérification de la résistance du sol :	167
Tableau X- 9 : Calcul des contraintes/moments :	167
Tableau X- 10 : Ferrailage à l'ELU :	168
Tableau X- 11 : Ferrailage à l'ELU :	168
Tableau X- 12 : Ferrailage à adopter	168
Tableau X- 13 : Effort agissant sur la semelle :	169
Tableau X- 14 : Descente de charge :	169
Tableau X- 15 : moment et l'effort tranchant.....	170
Tableau X- 16 :.Vérification du coffrage :	170
Tableau X- 17 : Calcul des contraintes/moments :	170
Tableau X- 18 : Ferrailage à L'ELU :	171
Tableau X- 19 : Ferrailage à L'ELU :	171
Tableau X- 20 : l'espacement et section adopté	171
Tableau X- 21 : Effort agissant sur la semelle :	171
Tableau X- 22 : Descente de charge :	172
Tableau X- 23 : <i>moment et l'effort tranchant</i>	172
Tableau X- 24 : Vérification du coffrage :	172
Tableau X- 25 : Calcul des contraintes/moments :	173
Tableau X- 26 : Ferrailage à l'ELU :	173
Tableau X- 27 : Ferrailage à l'ELS :	173
Tableau X- 28 : section des armatures :	173
Tableau X- 29 : l'effort Nsd à l'ELU et ELS :	174
Tableau X- 30 : calcul les contraintes :	174
Tableau X- 31 : Ferrailage :.....	175
Tableau X- 32 : la section des armatures adopté :	175
Tableau X- 33 : Ferrailage longitudinal.....	176
Tableau X- 34 : Vérification de Moment stabilisant	176

Résumé

Le monde du génie civil ne cesse d'évoluer, les nouvelles technologies en matière de conception et de réalisation des ouvrages affluent de manière significative sur le marché afin de répondre aux exigences du maître d'ouvrage, en parallèle l'ingénieur en génie civil s'adapte à ces technologies et les transforme en outils faisant rimer justesse et rapidité de calcul. La charpente métallique intervient dans la réalisation d'ouvrages industriels, ce matériau est très côté en Algérie, offrant une excellente résistance tout en étant léger, idéale pour les zones à haute sismicité.

Dans le présent mémoire nous allons aborder les différentes étapes qui constituent l'étude d'un hangar en charpente métallique, nous allons proposer des hypothèses appropriées de manière à tirer des conclusions enrichissantes pour notre formation.

Grâce à ce travail nous allons pouvoir mieux comprendre le processus de conception d'un bâtiment en charpente métallique grâce au large champ de vision dégagé par les conclusions atteintes.

الملخص

. يستمر عالم الهندسة المدنية في التطور، فالتقنيات الجديدة في تصميم الأعمال وبنائها تترك أثراً كبيراً على السوق من أجل تلبية متطلبات المقاول، وفي الوقت نفسه يتكيف المهندس المدني مع هذه التقنيات ويحولها إلى أدوات تجمع بين الدقة وسرعة الحساب. ويشترك الإطار المعدني في بناء الهياكل الصناعية، وتستخدم هذه المواد على نطاق واسع في الجزائر، وتقدم مقاومة ممتازة في حين يجري الضوء، مثالية للمناطق ذات الزلازل العالية.

في هذا الموجز سنتناول مختلف المراحل التي تشكل دراسة سقيفة الإطار المعدني، وسوف نقترح فرضيات مناسبة من أجل استخلاص استنتاجات غنية لتدريبنا.

من خلال هذا العمل سوف نكون قادرين على فهم أفضل لعملية تصميم بناء الإطار المعدني بفضل مجال واسع من وجهات النظر التي استخلصتها هذه الاستنتاجات.

Abstract

The world of civil engineering continues to evolve, new technologies in the design and construction of works are making a significant impact on the market in order to meet the requirements of the contractor, at the same time the civil engineer adapts to these technologies and transforms them into tools that combine accuracy and speed of calculation. The metal frame is involved in the construction of industrial structures, this material is widely used in Algeria, offering excellent resistance while being light, ideal for areas with high seismicity.

In this brief we will address the various stages that constitute the study of a metal frame shed, we will propose appropriate hypotheses so as to draw enriching conclusions for our training.

Through this work we will be able to better understand the design process of a metal frame building thanks to the wide field of view drawn by these conclusions.

Introduction

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation pour un diplôme de Master 2 en Génie-Civil option Structure à travers l'étude et le dimensionnement d'un hangar en charpente métallique. Notre travail s'inscrit en premier lieu dans l'évaluation des actions climatiques selon le DTR.BC.2.47 Règles Neige et vent « RNV2013 » ensuite la descente de charges pour dimensionner les différents éléments et assemblages de la structure selon le DTR.BC.2.44 Règles de conception des structures en acier « CCM97 ». L'étude sismique a été élaborée selon le DTR.BC.2.48 Règles Parasismique Algériennes « RPA99/Version2003 » afin de vérifier la stabilité de la structure. Vient en fin du manuscrit le calcul des fondations. Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de présenter les différents éléments constitutifs de l'ouvrage étudié, de présenter les différents matériaux et de définir leurs caractéristiques.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

I.2.1. Description :

Le travail que nous avons élaboré dans le cadre de notre projet de fin d'études consiste à la conception et le calcul d'une structure en charpente métallique de dimensions de (23m ; 42 m) avec une hauteur totale de 11,2 m et comportant d'un plancher mixte équipé d'un seul pont roulant de **5 tonnes**.

I.2.2. Lieu d'implantation :

L'ouvrage sera implanté à la commune de Rouïba la wilaya d'Alger, situé à 20 m d'altitude par rapport au niveau de mer.

I.2.3. Classification :

- ❖ Selon la carte de sismicité donnée par Le RPA 99/VERSION 2003 page 85 :

La région est classée en zone de sismicité III.

- ❖ Selon le règlement neige et vent RNV 2013 :
 - Zone du vent I.
 - Zone de neige B.
 - Zone de sable 0.

I.2.4. Dimensions de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

- Longueur totale : 42 m suivant le long pan.
- Largeur totale : 23 m suivant le pignon.
- La hauteur totale jusqu'au faîtage est de 11,2 m.
- Niveau du pont roulant : 7 m.
- Le niveau du plancher est de 3.5 m du sol
- Espacement des portiques : 6 m.
- L'Espacement des potelets dans le sens transversal est de 5 m.
- La hauteur de la maçonnerie est de 2.2 m du niveau de sol, le reste est réalisé avec un bardage en panneaux sandwich (TL75M) reposant sur les lisses.
- Une cage d'escalier de dimensions en plan (4 m × 6 m) et une hauteur de 3.5 m situé à l'intérieur du hangar
- La façade : sont réalisées en maçonnerie jusqu'à 2.2 m, le reste est réalisé avec un bardage en panneaux sandwich (LL60M) reposant sur des lisses fixées sur les potelets du pignon et sur les poteaux du long pan.
- Les fondations : sont des semelles isolées sous poteaux et potelets.

I.2.5. Les ouvertures :

❖ Portail simple :

Un portail de (4.01 m × 4 m) situe dans la façade principale et la façade postérieure du hangar.

❖ Portes :

- 2 porte simple de (1m × 2.2m) → (façade principale et postérieure du pignon).
- 3 porte simple de (1m × 2.2m) → (façade principale et postérieure du long pan).

❖ Fenêtres :

- 12 fenêtres simples de bureaux de (0.9m×0.9m) située dans la façade principale et postérieure du long pan.
- 14 fenêtres d'éclairage de (2.02 m× 0.99 m) située dans la façade principale et postérieure du long pan.
- 3 fenêtres d'éclairage de (2.02 m× 0.99 m) située dans la façade principale et postérieure du pignon

I.2.6. Type de structure :

La structure est composée principalement de poteaux et de traverses (portiques en charpente métallique). La charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques. En revanche les charges horizontales seront reprises par les palées de stabilités (de forme (X) et forme (V) suivant les deux sens).

I.2.7. Système de contreventement

Dans le sens transversal le contreventement est assuré par :

- ✓ Huit (8) portiques auto stables espacés de 6 m.

Dans le sens longitudinal le contreventement est assuré par deux (2) fils de palées de stabilité dont chaque fil comporte deux (2) palées (une à chaque extrémité).

Dans la toiture Le contreventement est assuré par deux poutres au vent placé dans les travées de rive, leurs diagonales sont des doubles corniers.

I.2.8. Le pont roulant :

Le pont roulant est de capacité de **5 tonnes** et à **7 m** du niveau du sol, avec une portée de **13m**. La poutre de roulement s'appuie sur des corbeaux et qui sont soudés sur les semelles des poteaux.

Le plancher est à **3.5 m** du niveau du sol. Il est constitué :

- ✓ D'une dalle en béton armé coulée sur place
- ✓ De poutrelles métalliques (solives), reposant sur des poutres principales.
- ✓ D'une tôle « **TN 40** » servant au coffrage perdu.

Les solives seront étayées durant le bétonnage, et la liaison entre le béton et les solives est assurée par des connecteurs en cornières.

I.2.9. Escalier :

Notre hangar comporte des escaliers métalliques droits constitués d'un palier de repos et de deux volées.

I.2.10. Assemblages :

Pour la totalité des assemblages prévus dans notre bâtiment, on adopte pour des assemblages soudés et boulonnés :

- ✓ Boulons de haute résistance **HR**
- ✓ Boulons ordinaires

I.2.11. La toiture :

-Notre hangar est défini par une toiture qui comporte deux versants inclinés d'un angle $\alpha = 9.1^\circ$ et d'une toiture plate $\alpha \cong 0^\circ$

- La couverture : est conçue par des panneaux sandwich (TL75).

I.2.12. L'infrastructure :

La superstructure en charpente métallique sera posée sur des fondations superficielles en béton armé « semelles isolées et des longrines ».

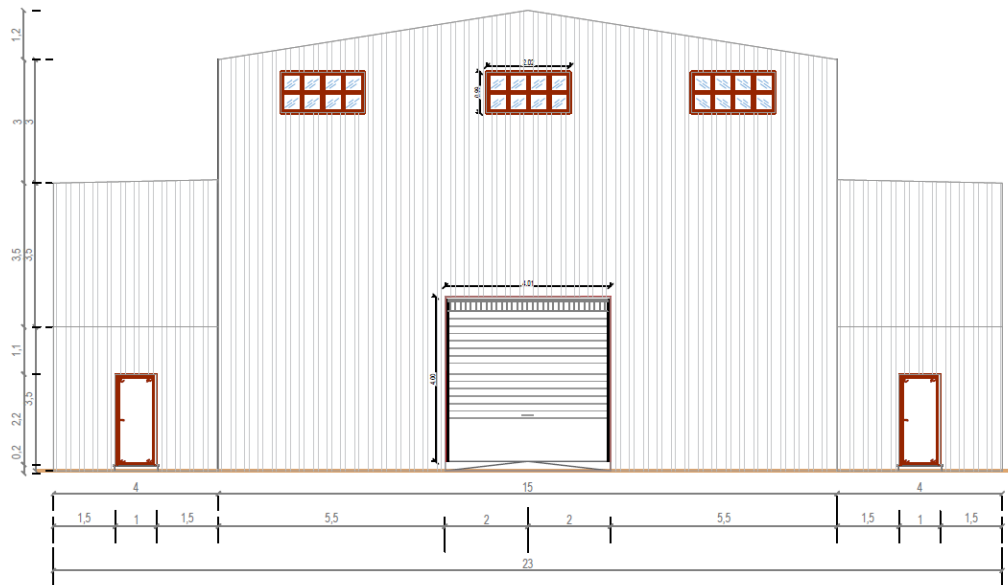


Figure I- 1 : Façade principale du Hangar

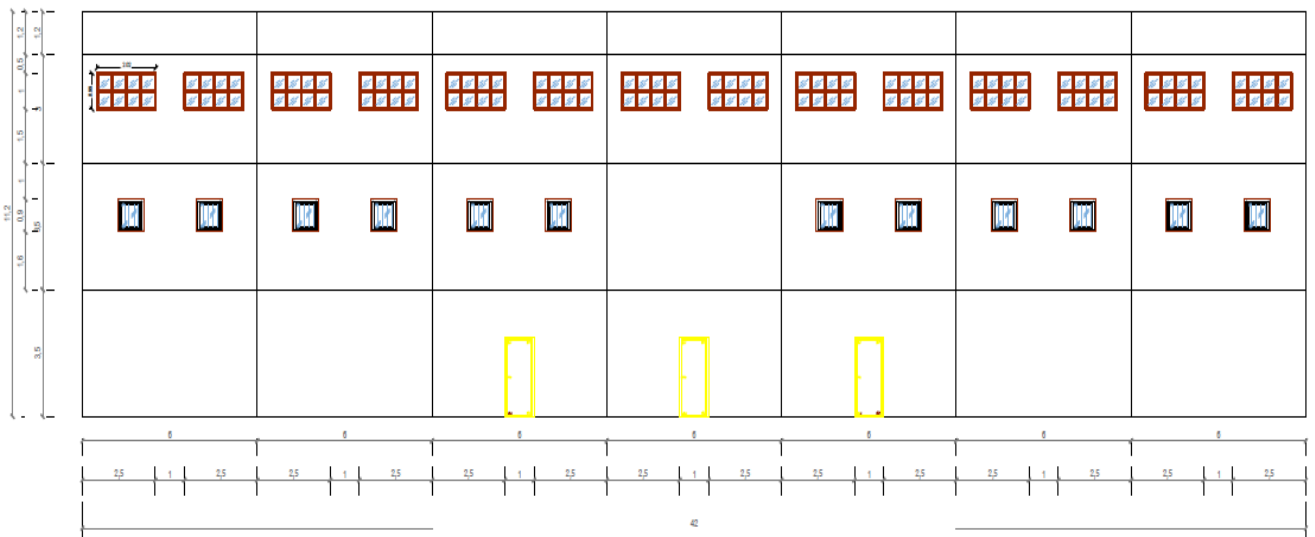


Figure I- 2: Façade postérieure du Hangar

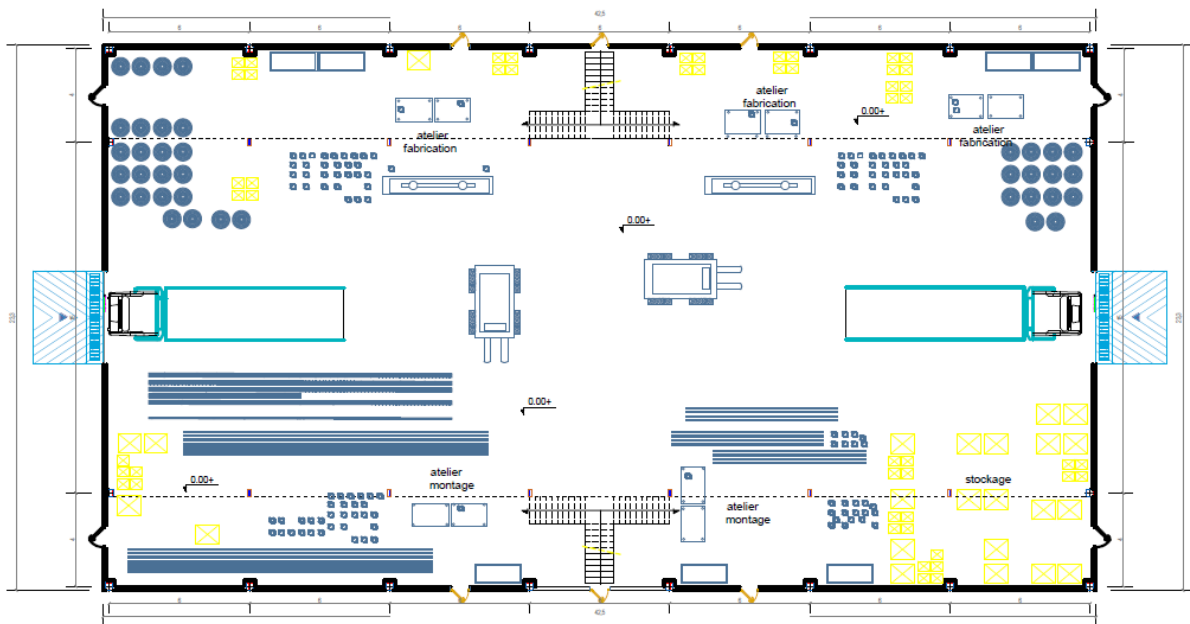


Figure I- 3 : Niveau RDC du Hangar

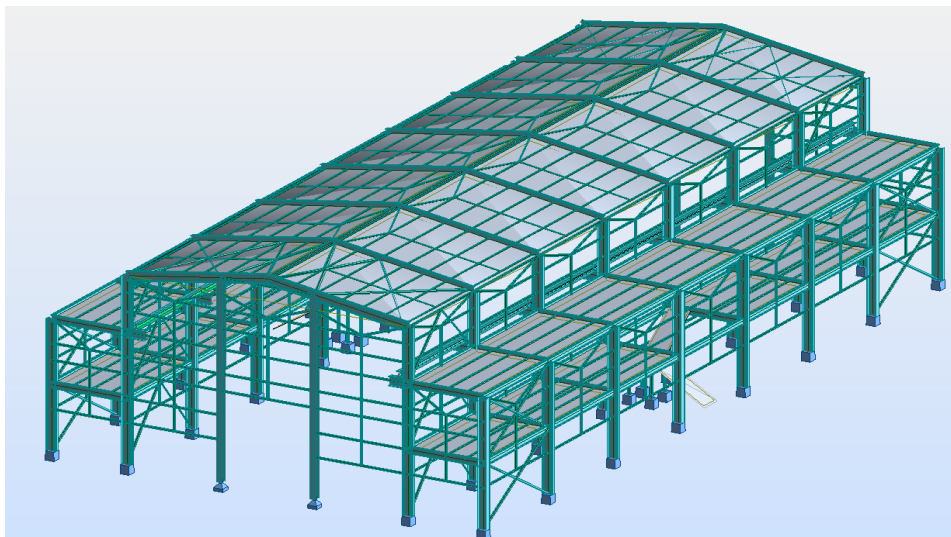


Figure I- 4: Vue 3D du Hangar

I.3. Matériaux :

La conception de notre structure est fortement influencée par les propriétés des matériaux qui la composent. Notre projet qui utilise l'acier comme matériau de base et le béton comme matériau secondaire.

I.3.1. L'acier :

L'acier est un alliage métallique utilisé dans les domaines de la construction métallique et mécanique. C'est un matériau composé essentiellement de Fer avec un très faible taux de carbone.

a. L'acier de construction :

Parmi les caractéristiques les plus importantes nous pouvons citer :

- Les propriétés mécaniques

- La résistance :

Les aciers de construction métallique utilisés se présentent sous diverses formes et nuances.

- Les produits longs :
 - Toutes types des profilés (en L,I ,H et U)
 - Les tubes creux laminés
- Les produits plats :
 - Les tôles.
 - Bardage

b. Propriétés mécaniques des aciers de construction :

➤ **La résistance :**

L'acier possède de très bonnes capacités de résistance à la traction. En effet les valeurs de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction de ce matériau sont très élevées.

➤ **La ductilité :**

C'est la capacité de l'acier de présenter une grande déformation plastique avant la rupture.

➤ **La résilience (énergie de rupture) :**

C'est la capacité de l'acier de résister au choc, Cette propriété de l'acier est liée à la température, (plus la température est basse, plus la fragilité est élevée).

➤ **L'adaptation plastique :**

La ductilité est la propriété la plus essentielle de l'acier car elle permet l'adaptation plastique des structures métalliques. En dehors de ces qualités l'acier présente une faible résistance aux températures élevées, et quand il est exposé à une atmosphère ambiante agressive, la surface d'acier se détériore par corrosion.

c. Caractéristiques de l'acier utilisé dans les calculs :

Ces valeurs sont conformes à la norme EN10025

La nuance d'acier utilisé : **Acier Fe360.**

- La valeur nominale de la résistance limite d'élasticité $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ($t \leq 40 \text{ mm}$).
- La valeur nominale de la résistance à la traction $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ ($t \leq 40 \text{ mm}$).
- Module d'élasticité $E = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$.
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement $G = 8,1 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$.
- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6} / \text{C}^\circ$.

L'acier possède des performances mécaniques élevées :

- Une bonne résistance à la traction et à la compression.
- La ductilité qui lui permet d'avoir des paliers de plasticités très importants

d. Caractéristiques du matériau des moyens d'assemblage :

Les moyens d'assemblage utilisés sont classifiés selon deux catégories :

➤ **Boulons :** moyens d'assemblage mécanique (boulons, tiges d'ancrage).

On distingue deux types :

- Les boulons de charpente métallique constitués d'un acier dont la résistance à la traction est de 400 à 1000 N/mm².
- Les boulons à haute résistance à serrage contrôlé dont la résistance à la traction est de 800 et 1000 N/mm². (HR).

➤ **Soudures** : consiste à réaliser un joint soudé en assurant la continuité de la matière entre les différentes pièces assemblées.

On utilisera aussi des connecteurs en cornières qui sont un moyen d'assemblage entre le béton et l'acier, pour éviter le glissement entre les deux matériaux.

e. L'acier des armatures :

e.1. Contraintes de traction :

Les contraintes de traction sont données par le B.A.E.L91

$$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{S.D.T} \quad \gamma_s = 1,15 \quad \sigma_{s10} = 400MPa$$

➤ **ELU**

$$\text{S.A} \quad \gamma_s = 1 \quad \sigma_{s10} = 348MPa$$

➤ **ELS :**

$$\text{F.P :} \quad \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

$$\text{F.T.P :} \quad \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.97MPa$$

- η : Coefficient de fissuration ; pour un acier à haute adhérence (HA) le coefficient $\eta=1,6$
- f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction du béton à (28) jours exprimée en MPa.

e.2. Loi de comportement :

Le diagramme Contraintes – Déformations est symétrique

Le module d'élasticité $E_s = 2. 10^5 Mpa$

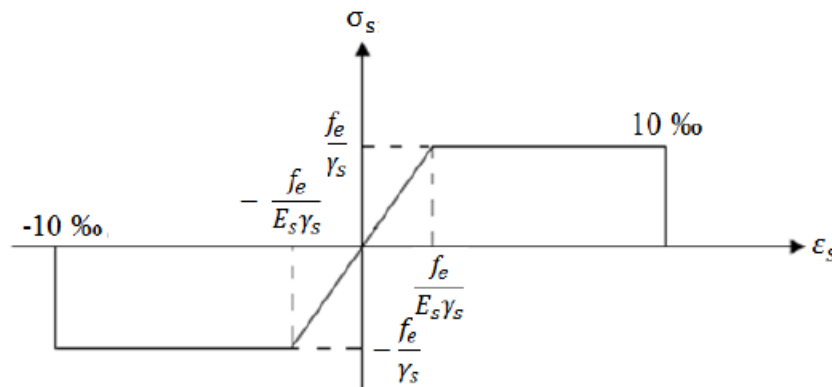


Figure I- 5: Diagramme contraintes – déformations de l'acier

1.3.2. Le béton :

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant de manière homogène et dans des proportions convenables les agrégats (sable – gravillon), le liant (ciment) et l'eau.

Après durcissement et au bout de quelques jours on obtient une bonne résistance du béton à la compression par contre sa résistance à la traction est mauvaise.

1.3.2.1. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression, elle se mesure sur le béton de 28 jours est notée $f_{c28} = 25Mpa$

Pour s'approcher de 25 Mpa on a pour pour $1m^3$ de beton :

- ✓ 350 Kg de ciment portland artificiel
- ✓ 400 L de sable (d < 5mm).
- ✓ 800 L de gravillon (d < 25 mm)
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

La résistance caractéristique à la compression au j^{ème} jours est donnée par :

$$j < 28 \rightarrow f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c_{28}}$$

$$j > 28 \rightarrow f_{c_j} = f_{c_{28}}$$

1.3.2.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton au j^{ème} jours f_{t_j} est conventionnellement définie par la formule du BAEL en fonction de f_{c_j}

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06f_{c_j} \text{ Pour } f_{c_j} \leq 60\text{Mpa}$$

Donc : $f_{t_{28}} = 2.1\text{MPa}$

1.3.2.3. Loi de comportement :

➤ **À l'ELU :**

Le diagramme **contrainte déformation** du béton à l'ELU est un diagramme dit : **Parabole – Rectangle**

- Pour les déformations ϵ_{bc} comprises entre 0 et 2‰ le diagramme est un arc de parabole.
- Pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ le diagramme est un rectangle, la contrainte vaut : f_{u_b}

Les déformations $> 3,5\text{‰}$ sont interdites

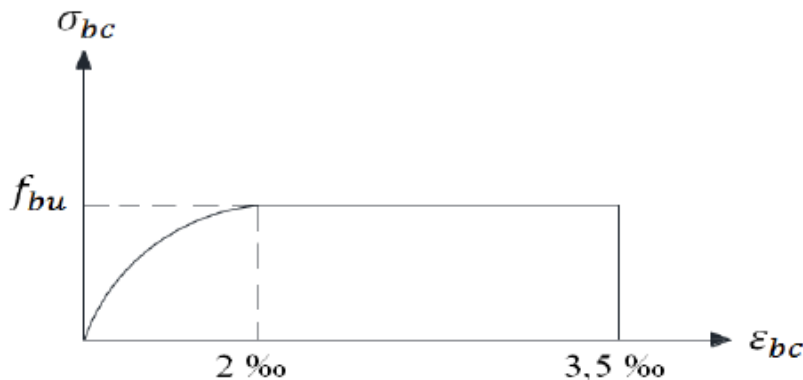


Figure I- 6 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU

f_{u_b} : Résistance caractéristique du béton comprimé à l'ELU. $f_{u_b} = \frac{0.85}{\gamma_b \times \theta} \times f_{c_{28}}$ (Mpa)

$\gamma_b = 1,5$ En SDT (situation durable ou transitoire)

$\gamma_b = 1,15$ SA (situation accidentelle)

Θ = Coefficient donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action, égal à 1 pour une durée > 24 heures

➤ **À l'ELS :**

Dans ce cas le diagramme **contrainte déformation** est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

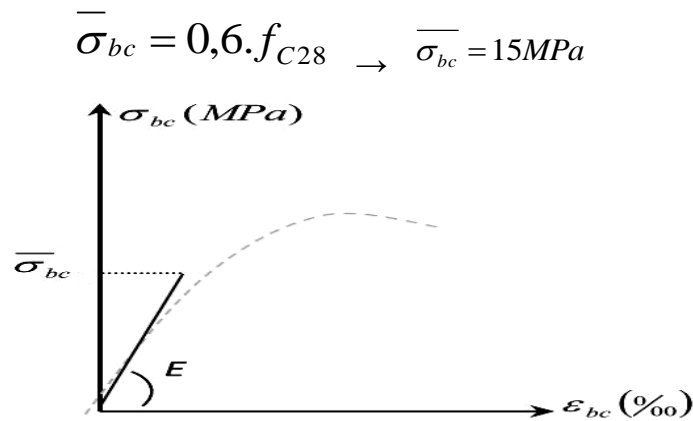


Figure I- 7: Diagrammes contraintes – déformations du béton à l’ELS

1.3.2.4. Contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement ultime τ_u pour les armatures droites « $\alpha = 90^\circ$ » est donnée par les expressions suivantes :

- fissuration peu préjudiciable (**FPP**):

$$\tau_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) ; \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- fissuration préjudiciable et très préjudiciable (**FP, FTP**) :

$$\tau_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) ; \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

1.3.2.5. Module d'élasticité :

a. Module de déformation longitudinale E_{ij} :

La forme linéaire du diagramme réel (σ, ϵ) pour les faibles déformations permet de définir un module d'élasticité E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} ; E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

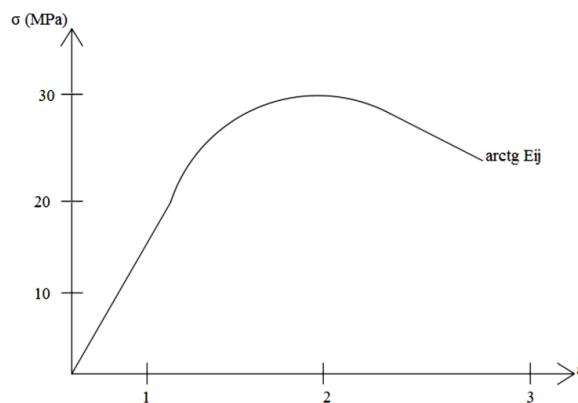


Figure I- 8 : Courbe contraintes - déformations d'un essai de compression.

1.3.3. Le béton armé :

L'association de l'acier et le béton est pour obtenir le béton armé qui est le matériau le plus utilisé dans la construction. Pour faire du béton armé il faut une disposition spatiale des armatures qui dépend de la forme de l'élément et de la nature de la sollicitation.

I.3.4. Avantages et inconvénients de la construction métallique :

I.3.4.1. *Avantages :*

- L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de la préfabrication intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est une grande simplicité.
- La possibilité du transport en raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.
- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Matériaux économiques.
- Possibilités architecturales, plus étendue qu'en béton.

I.3.4.2. *Inconvénients :*

- Résistance en compression moindre que le béton.
- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement).
- Mauvaise tenue aux feux, et la nécessité d'entretien des revêtements contre la corrosion.
- Il faut faire l'attention au niveau des assemblages afin que de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale, qui conduiraient à la ruine de l'ouvrage par effondrement.
- les risques de fatigue dus aux sollicitations dynamiques.

Chapitre II

Étude

Climatique

II.1.Introduction

Ce chapitre a pour but la détermination des différentes sollicitations agissant sur notre structure est qui est produite par la charge de la neige d'un côté, et aussi des efforts dynamiques qui sont produits par le vent.

II.2.Étude au vent :

Il y a plusieurs facteurs qui influencent l'intensité de l'action du vent ainsi la région, la direction et le type du terrain de la structure et l'environnement.

Les estimations des actions de vents se feront selon le « Règlement Neige & Vent (version 2013) ». Ce dernier fournit les procédures et les principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de la construction dont la hauteur est inférieure à 200 m.

II.2.1.Définition des paramètres de calcul :

La pression statique due au vent agissant sur une paroi donnée par la formule suivante :

$$Q_j = cd \times q_p(z_e) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

II.2.1.1.Coefficient dynamique Cd :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi les effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. << Chapitre 3 paragraphe 3.1, RNV 2013>>

Selon le DTR « RNV 2013 », d'une manière générale, le coefficient C_d peut être déterminé selon les deux procédures suivantes :

-Formule générale¹ :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times Iv(Z_{eq})}$$

- Valeur simplifiée² :

Le DTR propose une valeur conservatrice de $C_d=1$ qui peut être considérée dans les cas suivant :

- Bâtiment, dont la hauteur est inférieure à 15 m ;
- Éléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à 5 Hz

II.2.1.2.Évaluation de la pression dynamique de pointe :

La pression dynamique << q_p >> dépend de la zone d'implantation du bâtiment, du climat de la région, de la hauteur considérée (Z_e), de la rugosité des surfaces subissant les poussées ainsi que de la topographie du terrain. Elle est obtenue par la formule :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \dots \dots \dots \text{Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013}$$

$$\text{Tel que :} \quad q_{réf} = 0.5 \times \rho_{air} \times V_{réf}^2 \quad [N/m^2]$$

➤ ρ_{air} : Masse volumique de l'air prise, dans le cadre du DTR, égale à 1,2 kg/m³

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent Ou vitesse moyenne de référence notée est la valeur caractéristique de la vitesse moyenne du vent mesurée dans les conditions conventionnelles

qréf (en N/m²) est aussi donnée par le tableau ci-dessous :

Zone	Vréf(m/s)	qréf(N/m ²)
I	25	375
II	27	435
III	9	500
IV	31	575

- Pour les constructions temporaires (durée de vie inférieure à 5 ans), la pression de référence du tableau ci-dessus est réduite de 28 % (ce qui correspond à une réduction de 15% sur la vitesse de référence).
- ze (en m) : la hauteur de référence Ce(Z) : est le coefficient d'exposition.

II.2.1.3.Coefficient d'exposition Ce :

C'est une valeur qui tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

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

- Cr (z) : Coefficient de rugosité.
- Ct (z) : Coefficient de topographie.
- Iv (z) : l'intensité de turbulence.
- z : en mètre est la hauteur considérée

II.2.1.4.Coefficient de rugosité Cr :

Le coefficient de rugosité Cr(z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. D'après l'article 2.4.4 du DTR « RNV 2013 », Cr(z) est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) suivante :

- $C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ Pour $z_{min} \leq z \leq 200$ m
- $C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)$ Pour $z < z_{min}$

- Où :
- KT est le facteur de terrain ;
 - Z0(en m) Paramètre de rugosité ; (Tableau 2-4, chapitre IIRNVA2013).
 - Zmin (en m) hauteur minimale ;
 - Z (en m) hauteur considérée

II.2.1.5.Coefficient de topographie Ct :

Le coefficient de topographie Ct (z) prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Pour les sites plats (sites dont la pente du versant au vent est inférieure à 0,05) Ct(z) = 1, pour les autres cas, Ct(z) peut être déterminé selon la procédure du paragraphe 2.4.5 du DTR C2-47.

II.2.1.6.Intensité de turbulence Iv(z) :

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les équations suivantes

$$\begin{aligned} \triangleright I_v &= \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m.} \\ \triangleright I_v &= \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & Z < Z_{\min} \end{aligned}$$

a. Hypothèses et convention de signe :

La pression sur la face extérieure d’une paroi W_e , et la pression sur la face intérieure W_i . Les pressions sont représentées par des vecteurs perpendiculaires aux parois, si le vecteur est orienté vers la paroi, il s’agit d’une surpression(+), sinon il s’agit d’une dépression(-). Les forces de frottement quant à elles sont tangentes aux parois.

II.2.1.7.Pression aérodynamique :

Il convient de déterminer la pression aérodynamique agissant sur les surfaces extérieures W_e à partir de l’expression :

$$W_e = q_p(Z_e) \times C_{pe} \quad [N/m^2]$$

Il convient de déterminer la pression aérodynamique agissant sur les surfaces intérieur, W_i à partir de l’expression :

$$W_i = q_p(Z_i) \times C_{pi} \quad [N/m^2]$$

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur dépendant de la surface chargée. (Chapitre 5 RNV 99 v 2013) dans lesquels des valeurs sont données pour des surfaces fixes de 1 et 10 m² concernant les parois verticales, pour les toitures les C_{pe} dépendent également de l’angle d’inclinaison des parois prises en considération.

Pour les toitures et dans le cas où l’angle ne correspond pas à aux angles donnés dans le tableau, il convient d’interpoler entre deux valeurs de C_{pe} correspondants aux angles qui cernent << Chapitre 5, notes pour le tableau 5.4 >>

L’interpolation des C_{pe} se fait comme suit :

$$\begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

C_{pi} : Le coefficient de pression intérieure dépend du type de construction et de ses ouvertures par rapport à la direction du vent.

Pour le projet étudié dans ce mémoire, les ouvertures sont symétriques donc il n’y a pas de face dominante, et pour les bâtiments sans face dominante le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de l’abaque donné par la figure ci-dessous en fonction de (h) la hauteur du bâtiment, (d) la profondeur du bâtiment et (μ_p) l’indice de perméabilité donnée par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Dans le cas où μ_p est impossible ou difficile à évaluer, Il est préconisé de prendre les valeurs les plus extrêmes données par les courbes du paragraphe <<5.2.2.2 Chapitre 5 Figure 5.14 >>

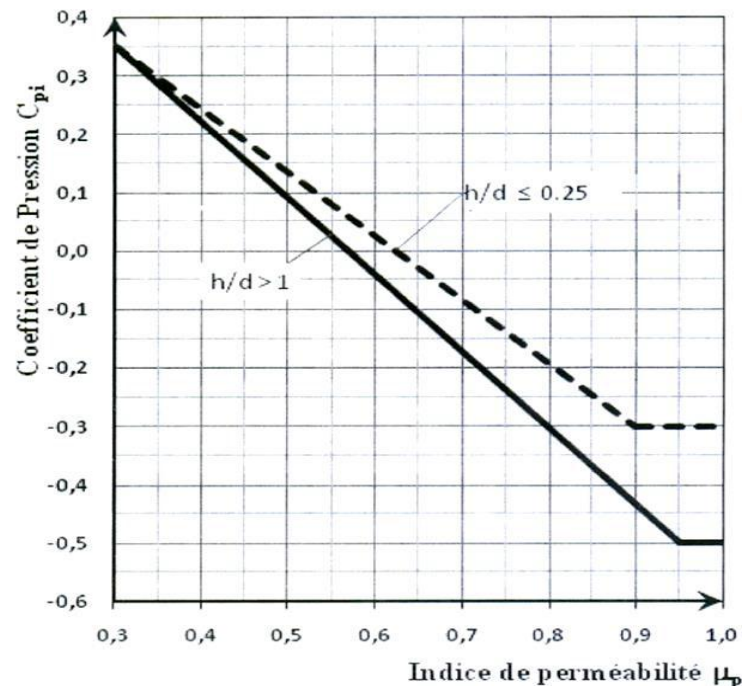


Figure II- 1 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

Une interpolation linéaire est admise pour des valeurs du rapport hauteur sur profondeur (h/d) entre 0.25 et 1.

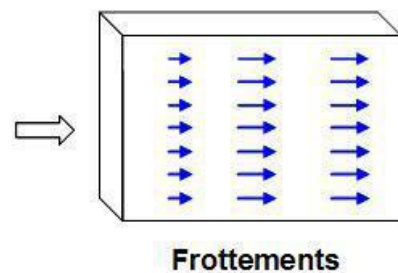
II.2.2. Force de frottement :

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). D'après le DTR « RNV2013 » La force de frottement est donnée par :

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

Où :

- C_{fr} est le coefficient de frottement donné par tableau ci-dessous ;
- A_{fr} est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent donné par tableau ci-dessous
- z_e : hauteur de référence des pressions extérieures
- q_p : Pression du vent.



II.3. Note de calcul

Données relatives au projet et à l'implantation d'après RNV (version 2013) :

- Zone de vent I (ALGER) : $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$.
- Pression de référence du vent : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$
- Construction permanente (durée d'utilisation > 5ans) Zone I
- site plat ($\phi < 0,05$) $\rightarrow C_t(z) = 1$

- Catégorie de terrain III (Zone industrielle)
- $K_T = 0,215$ $z_0 = 0,3$ m $z_{min} = 5$ m
- Etat de surface : très rugueux (ondulations perpendiculaire au vent) → $C_{fr,j} = 0,04$
- Etat de surface : lisse (ondulations parallèles au vent) → $C_{fr,j} = 0,01$.
- D'après la §.3.2 la valeur conservatrice de $Cd=1$ peut être prise dans notre cas (le cas étudié est un bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m.)

II.3.1. Calcul de la pression dynamique de pointe q_p (Z_e)

Pour toutes les directions du vent on prendra comme hauteur de référence Z_e :

- Pour les parois verticales : $Z_e = 11.2$ m
- Pour la toiture à deux versants : $Z_e = 11.2$ m
- Pour la toiture plate : $Z_e = 7$ m

II.3.2. Détermination des pressions du vent exercées sur la structure :

II.3.2.1. Vent perpendiculaire au pignon :

a. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Pour la détermination des coefficients de pression extérieure, on prendra les dimensions données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II- 1: Dimensions des parois et les toitures :

	Parois verticales	Toiture à deux versants	Toiture plat
D	42 m	42 m	42 m
H	11,2 m	11,2 m	7 m
B	23 m	15 m	4 m
$e = \min [b, 2h]$	$[23 ; 2 \times 11.2] = 22,4$ m	$[15 ; 2 \times 11.2] = 15$ m	$[4 ; 2 \times 7] = 4$ m

Parois verticales :

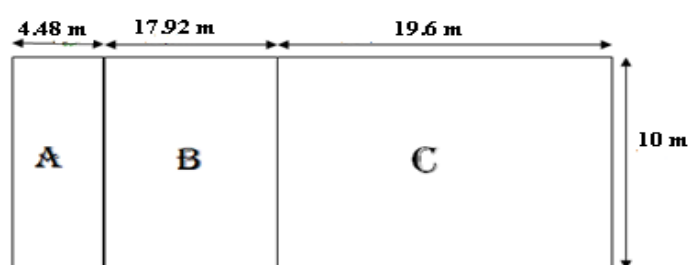


Figure II- 2 : Zone de pression sur les parois verticales « long pan »

$$S_A = 44.8 \text{ m}^2$$

$$S_B = 179.2 \text{ m}^2$$

$$S_C = 196 \text{ m}^2$$

$$S_D = 215 \text{ m}^2$$

$$S_E = 215 \text{ m}^2$$



Tous les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc les valeurs des « C_{pe} » pour les zones sont données par le tableau suivant :

Tableau II- 2 : les valeurs des « Cpe » pour les parois suivant :

Parois latérales			Parois au vent	Parois sous le vent
A	C	B	D	E
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1	-0,5	-0,8	0,8	-0,3

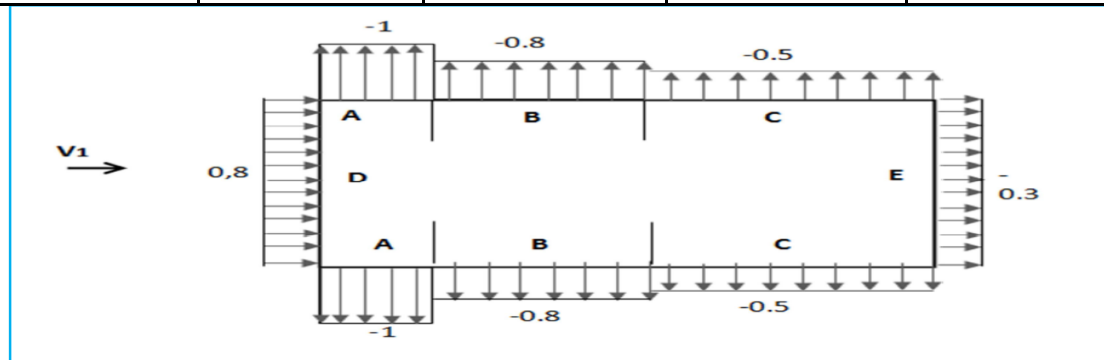
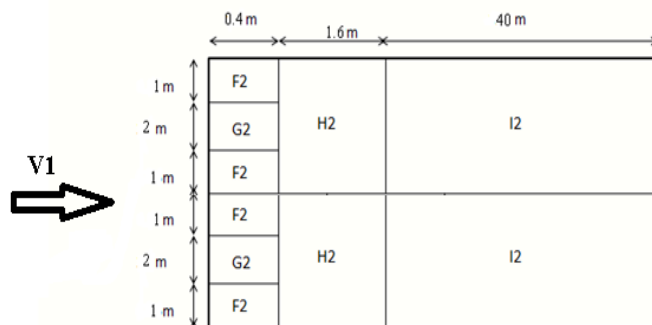


Figure II- 3: les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone des parois verticales

Toiture plate :

Vue en plan :

$b=4m$; $h=7m$; $e=\min(b ; 2h)=4m$



$$S_{F2} = 0.4 \text{ m}^2 \quad S_{F2} < 1\text{m}^2$$

$$S_{G2} = 0.8 \text{ m}^2 \quad S_{G2} < 1\text{m}^2$$

$$S_{H2} = 6.4 \text{ m}^2 \quad 1 \text{ m}^2 < S_{H2} < 10\text{m}^2$$

$$S_{I2} = 160 \text{ m}^2 \quad S_{I2} > 1$$

Figure II- 4 : Zone de pression sur la toiture plate

Tableau II- 3: Coefficient de pression extérieure de la toiture plate

Zone	F2	G2	H2	I2
Cpe	-2,5	-2	-0,8	+0.2 ou -0.2

Toiture à deux versant ($\alpha=9.1^\circ$ vent $\theta=90^\circ$)

$$S_{F1} = 5.7 \text{ m}^2 \quad 1 \text{ m}^2 < S_{F1} < 10\text{m}^2$$

$$S_{G1} = 11.25 \text{ m}^2 \quad S_{G1} > 10\text{m}^2$$

$$S_{H1} = 90 \text{ m}^2 \quad S_{H1} > 10\text{m}^2$$

$$S_{I1} = 517.5 \text{ m}^2 \quad S_{I1} > 10\text{m}^2$$

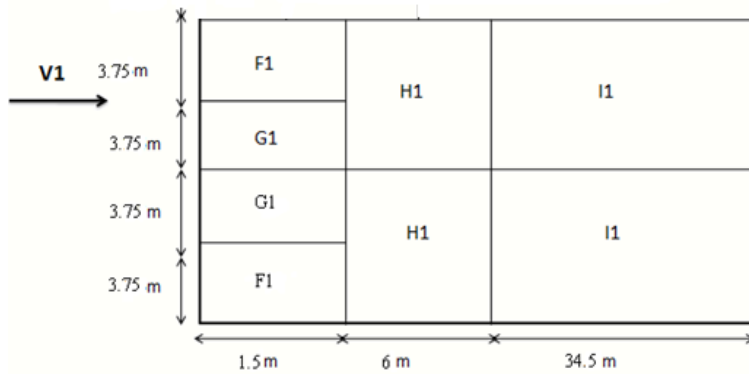


Figure II-5 : Zone de pression sur la toiture à deux versants

Tableau II- 4 : Coefficient de pression extérieure de la toiture a deux versants

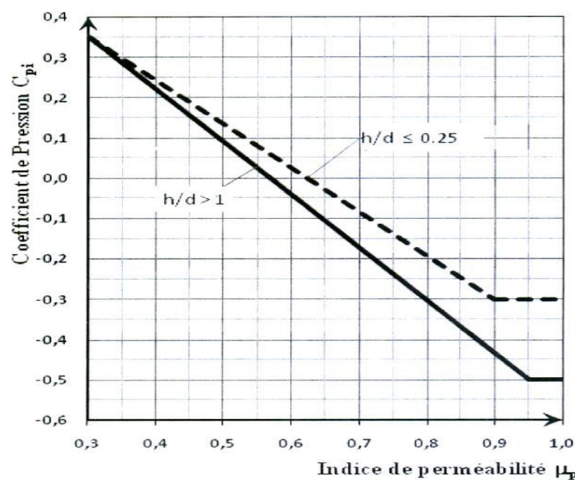
Zone	F1	G1	H1	I1
Cpe	-1,64	-1,84	-0,66	-0,56

b. Calcul du coefficient de pression interne des parois :

Les ouvertures sont symétriques sur toutes parois verticales, il n'y a pas de face dominante :

$$0,3S_T = 0,3(7 \times 23 + 15 \times 3 + 15 \times 0,6) = 64,5 \text{ m}^2 > \text{Souv} = 4 \times 4 + 2 \times 2,2 \times 1 = 20,4 \text{ m}^2$$

Pour un rapport de la hauteur (h = 11.2 m) sur la profondeur (d = 42m) égale à 0,267 et un indice de perméabilité défini comme suit :



$$\mu_p = \frac{2(3 \times 2,2 + 12 \times 0,9 \times 0,9) + (4 \times 4 + 2 \times 2,2)}{2(3 \times 2,2 + 12 \times 0,9 \times 0,9) + 2(4 \times 4 + 2 \times 2,2)} = \frac{53,04}{73,44} = 0,722$$

En utilisant une interpolation sur la figure ci-dessous :

h/d > 1,0	C _{pi} = - 0,21
h/d = 0,722	C _{pi} = - 0,173
h/d ≤ 0,25	C _{pi} = - 0,11

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est pris égale à : -0,173.

Figure II- 6 : Coefficient de pression intérieure pour les bâtiments sans face dominante

Vérification de l'effet de frottement :

Surfaces // au vent : S_{//} = 451.39 m².

Surfaces ⊥ au vent : S_⊥ = 430 m². S_{//} = 451.39 m² < 4 S_⊥ = 1278.08 m²

Donc Les forces de frottement sont négligeables.

d. Détermination des pressions aérodynamique due au vent :

▪ We = qp(Ze)xCpe ; Wi = qp(Zi)xCpi

❖ Parois verticales :

Tableau II- 5: Pression exercées sur les parois

Zone	qp (N/m ²)	Cpe	Cpi	We (N/m ²)	Wi (N/m ²)
A	791,25	-1	-0,173	-791,25	-136,807
B	791,25	-0,8	-0,173	-633	-136,807
C	791,25	-0,5	-0,173	-395,625	-136,807
D	791,25	0,8	-0,173	633	-136,807
E	791,25	-0,3	-0,173	-237,375	-136,807

❖ Toiture :

Tableau II- 6: Pression exercées sur les toitures

Zone	qp(Ze) (N/m ²)	qp(Zi) (N/m ²)	Cpe	Cpi	We (N/m ²)	Wi (N/m ²)
F1	791,25	791,25	-1,64	-0,173	-1297,65	-136,807
G1	791,25	791,25	-1,47	-0,173	-1163,138	-136,807
H1	791,25	791,25	-0,66	-0,173	-522,225	-136,807
I1	791,25	791,25	-0,56	-0,173	-443,1	-136,807
F2	735	791,25	-2,5	-0,173	-1837,5	-136,807
G2	735	791,25	-2	-0,173	-1470	-136,807
H2	735	791,25	-0,8	-0,173	-588	-136,807
I2	735	791,25	-0,3	-0,173	-220,5	-136,807

e.Calcul d'action d'ensemble

Tableau II- 7 : Composantes horizontales et vertical et centre de pression :

Zone	Composantes horizontales Ryi (N)		Composantes vertical Rzi (N)		Coordonnées de centre de pression	
	Fwe	Fwi	Fwe	Fwi	Yi	Zi
D	136095	29413,505	0	0	0	4,417
E	51035,625	-29413,505	0	0	42	4,417
F1	0	0	7396,605	-779,800	0,750	10,300
G1	0	0	6629,887	-1539,079	0,750	10,900
H1	0	0	23797,793	-12312,630	4,500	10,600
I1	0	0	116114,355	-70797,623	24,750	10,600
F1	0	0	7396,605	-779,800	0,200	7,000
G1	0	0	6629,887	-1539,079	0,200	7,000
H1	0	0	23797,793	-12312,630	1,200	7,000
I1	0	0	116114,355	-70797,623	2,200	7,000
F2	0	0	88,200	-54,723	2,200	7,000
G2	0	0	176,400	-109,446	2,200	7,000
H2	0	0	1411,200	-875,565	2,200	7,000
I2	0	0	35280,000	-21889,120	2,200	7,000
		Ry=187130,625	Rz=151045,964			

- $Z_{Ry} = \frac{\sum R_{yi} \times Z_i}{\sum R_{yi}} = \frac{826555.9706}{187130.625}$
- $Z_{Ry} = 4.417 \text{ m}$
- $Y_{RZ} = \frac{\sum R_{zi} \times Y_i}{\sum R_{zi}} = \frac{1328732.887}{151045.964}$
- $Y_{RZ} = 8.797 \text{ m}$

f. Calcul du moment renversant :

$$M_{Rv} = 1.5 (R_y \times Z_{Ry} + R_z \times (d - Y_{Rz}))$$

$$M_{Rv} = 1.5 (170,5935 \times 4.417 + (151,045964 (42 - 8,797)))$$

$$M_{Rv} = 8653,036 \text{ KN.m}$$

II.3.2.2. Vent perpendiculaire au Long pan :

a. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :

Pour la détermination des coefficients de pression extérieure, on prendra les dimensions données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II- 8 : Dimensions des parois verticales et toitures :

	Parois verticales	Toiture à deux versants	Toiture plat
D	23 m	23 m	23 m
H	11,2 m	11,2 m	7 m
B	42 m	42 m	42 m
e = min [b, 2h]	[42 ; 2×11.2] = 22,4 m	[42 ; 2×11.2] = 22,4 m	[42 ; 2×7] = 14 m

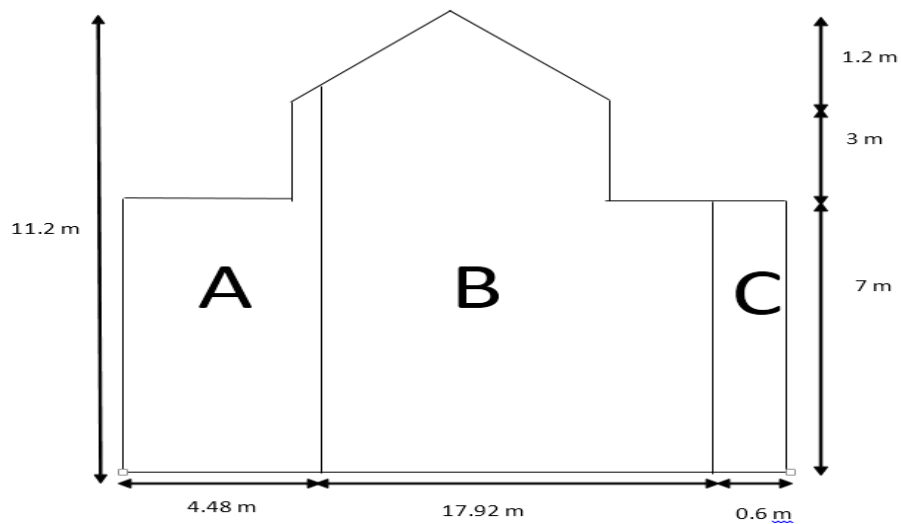


Figure II- 7: Zone de pression sur les parois verticales « pignon »

$$S_A = 32.82 \text{ m}^2$$

$$S_B = 177.98 \text{ m}^2$$

$$S_C = 4.2 \text{ m}^2$$

$$S_A > 10 \text{ m}^2$$

$$S_B > 10 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ m}^2 < S_C < 10 \text{ m}^2$$

Tableau II- 9: Coefficient de pression extérieure des parois

Parois latérales			Parois au vent	Parois sous le vent
A	C	B	D	E
Cpe10	Cpe	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1	-0,5	-0,8	0,8	-0,3

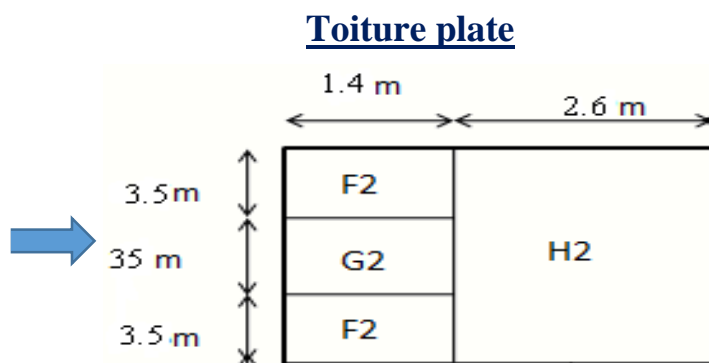
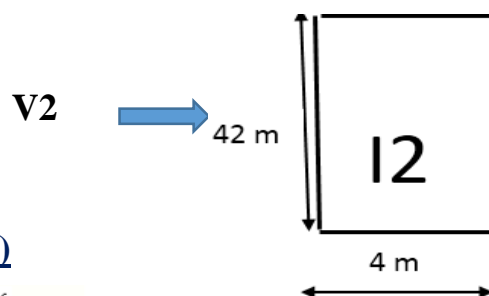


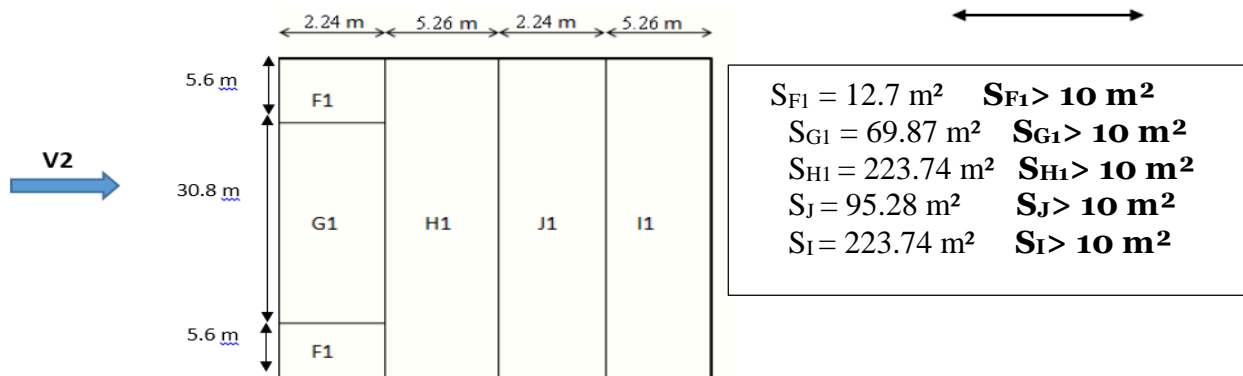
Figure II- 8: Zone de pression sur la toiture plate

$S_{F2} = 4.9 \text{ m}^2$ $1 \text{ m}^2 < S_{F2} < 10 \text{ m}^2$
 $S_{G2} = 49$ $S_{G2} > 10 \text{ m}^2$
 $S_{H2} = 109.2$ $S_{H2} > 10 \text{ m}^2$
 $S_{I2} = 168 \text{ m}^2$ $S_{I2} > 10$

Zone de pression sur la toiture plate



Toiture à deux versants ($\alpha=9.1^\circ$ vent $\theta=0^\circ$)



Zone de pression sur la toiture à deux versants

Figure II- 9 : Zone de pression sur la toiture à deux versants

Tableau II- 10: Coefficient de pression extérieure de la toiture plate

Zone	F2	G2	H2	I2
Cpe	-2.02	-1.2	-0.7	+0.2 ou -0.2

Tableau II- 11: Coefficient de pression extérieure de la toiture a deux versants

Zones	F1	G1	H1	J	I1
	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
$\pm 5^\circ$	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6
	+0,0	+0,0	+0,0	+0,2	
$\pm 9,1^\circ$	-1,372	-1,036	-0,477	-0,764	-0,518
	+0,082	+0,082	+0,082	+0,118	
$\pm 15^\circ$	-0,9	-0,8	-0,3	-1	-0,4
	+0,2	+0,2	+0,2	+0,0	
S (m ²)	12.7	69.87	223.74	95.28	223.74

b. Calcul du coefficient de pression interne des parois :

Les ouvertures sont symétriques sur toutes parois parallèles, donc il n’y a pas de face dominante :

$$\checkmark \quad 0,3S_T = 0,3 \times 10 \times 42 = 420 \text{ m}^2 \quad \text{Souv} = 3 \times 2,2 \times 1 + 12 \times 0,9 \times 0,9 = 16.36 \text{ m}^2$$

Pour un rapport de la hauteur (h = 11.2 m) sur la profondeur (d = 23m) égale à 0,49 et un indice de perméabilité définit comme suit :

$$\mu_p = \frac{2(4 \times 4 + 2 \times 2.2) + (3 \times 2.2 + 12 \times 0.9 \times 0.9)}{2(4 \times 4 + 2 \times 2.2) + 2(3 \times 2.2 + 12 \times 0.9 \times 0.9)} = \frac{57.12}{73.44} = 0.78$$

En utilisant une interpolation on obtient :

h/d > 1,0	$C_{pi} = -0.23$
h/d = 0.78	$C_{pi} = -0,207$
h/d ≤ 0,25	$C_{pi} = -0.15$

Vérification :

Surfaces // au vent : $S_{//} = 1404.03 \text{ m}^2$

Surfaces ⊥ au vent : $S_{\perp} = 840 \text{ m}^2$.

$$S_{//} = 1404.03 \text{ m}^2 < 4 S_{\perp} = 3360 \text{ m}^2$$

Donc Les forces de frottement sont négligeables.

d. Détermination des pressions aérodynamique due au vent :

▪ $We = qp(Z_e) \times C_{pe}$; $Wi = qp(Z_i) \times C_{pi}$

❖ Parois verticales :

Tableau II- 12: Pression exercées sur les parois

❖ **Toiture :**

Zone	qp (N/m ²)	Cpe	Cpi	We (N/m ²)	Wi (N/m ²)
A	791,25	-1	-0,2065	-791,250	-163,393
B	791,25	-0,8	-0,2065	-633,000	-163,393
C	791,25	-0,5	-0,2065	-395,625	-163,393
D	791,25	0,8	-0,2065	633,000	-163,393
E	791,25	-0,3	-0,2065	-237,375	-163,393

Tableau II- 13: Pression exercées sur les toitures

Zone	qp (N/m ²)	qp(Zi) (N/m ²)	Cpe (+)	Cpe (-)	Cpi	We(+) (N/m ²)	We(-) (N/m ²)	Wi (N/m ²)
F1	791,25	791,25	0,082	-1,372	-0,2065	64,8825	-1085,595	-163,393
G1	791,25	791,25	0,082	-1,036	-0,2065	64,8825	-819,735	-163,393
H1	791,25	791,25	0,082	-0,477	-0,2065	64,8825	-377,426	-163,393
I1	791,25	791,25	-----	-0,518	-0,2065	-----	-409,868	-163,393
J	791,25	791,25	0,118	-0,764	-0,2065	93,3675	-604,515	-163,393
F2	735	791,25	-----	-2.02	-0,2065	-----	-1484,7	-163,393
G2	735	791,25	-----	-1.2	-0,2065	-----	-882	-163,393
H2	735	791,25	-----	-0.7	-0,2065	-----	-514,5	-163,393
I2	735	791,25	0,2	-0.2	-0,2065	147	-147	-163,393

e. Calcul d'action d'ensemble

Tableau II- 14 : Composantes horizontales et verticales et centre de pression

Zone	Composantes horizontales Rxi (N)		Composantes vertical Rzi (N)		Coordonnées de centre de pression	
	Fwe	Fwi	Fwe	Fwi	Xi	Zi
D	265860,000	68625,060	0	0	0	5,5
E	99697,500	-68625,060	0	0	23	5,5
F1	0	0	-824,014	-2075,091	1,12	10,179
G1	0	0	-4533,375	-11416,269	1,12	10,179
H1	0	0	-14516,922	-36557,550	4,87	10,78
I1	0	0	91703,866	-36557,550	12,37	10,42
J	0	0	-8896,103	-15568,085	8,62	11,02
F2	0	0	7275,030	-800,626	0,7	7
G2	0	0	43218,000	-8006,257	0,7	7
H2	0	0	56183,400	-17842,516	2,7	7
I2	0	0	-24696,000	-27450,024	2	7
Rx=365557,5			Rz=-11360,085			

$$\bullet Z_{Ry} = \frac{\sum R_{yi} \times Z_i}{\sum R_{yi}} = \frac{2010566.25}{365557,5} \qquad \bullet X_{RZ} = \frac{\sum R_{zi} \times X_i}{\sum R_{zi}} = \frac{-229843.9978}{-11360,085}$$

$$\bullet Z_{Ry} = 5.5 \text{ m} \qquad \bullet X_{RZ} = 20.23 \text{ m}$$

f. Calcul du moment renversant :

$$M_{Rv} = 1.5 (R_x \times Z_{Rx} + R_z \times (d - X_{Rz}))$$

$$M_{Rv} = 1.5 (365,5575 \times 5.5 + (-11.360085) (23 - 20.23))$$

$$M_{Rv} = 2968.648 \text{ KN.m}$$

II.3. Étude de la neige :

Le règlement Algérien Neige et Vent version 2013, permet d'évaluer les charges afin de pouvoir dimensionner les éléments qui y seront soumis. Dans ce chapitre nous allons donc évaluer l'effet global de la neige et du vent sur l'ouvrage.

II.3.1. Approche de calcul :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_K \quad [\text{KN/m}^2]$$

La charge de neige sur le sol (S_K) :

S_K (KN/m²) est la charge de neige sur le sol, donnée au « paragraphe 4 », en fonction de l'altitude H par rapport au niveau de la mer en (m) et la zone de neige « paragraphe 4 du RNV 2013 ».

Coefficient de forme :

μ est un coefficient d'ajustement des charges. Fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au « paragraphe 6 du RNV V2013 ».

II.3.2. Étapes de calcul :

- Calcul de la charge de la neige sur le sol.
- Détermination du coefficient de forme.
- Calcul et représentation de la charge caractéristique de la neige (S).

II.3.3. Application à l'ouvrage :

Notre structure qui est un hangar en charpente métallique se situe à 'ROUIBA' (Zone de neige B) à une altitude de (20 m) par rapport au niveau de la mer $H=20\text{m} < 200\text{m}$

$$S_k = \frac{0.04 \times H \times 15}{100} = \frac{0.04 \times 20 \times 15}{100} = 0.12 \text{ kN/m}^2$$

II.3.4. Détermination du coefficient de forme (μ) :**II.3.4.1. Toiture à deux versants :**

On a une toiture à deux versants symétrique avec une inclinaison de

$$\alpha = 9.1^\circ < 30^\circ \Rightarrow \mu = 0.8 \quad S = 0.8 \times 0.12 = 0.096 \text{ KN/m}^2$$

II.3.4.2. Toiture plate :

- Les coefficients de forme se déterminent à partir du DTR C2-47 (§6.2.4.) de la manière suivante : $\mu_1 = 0.8$ (en supposant une toiture inférieure plate) et $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$.

- μ_s : est le coefficient de forme de la charge de la neige due au glissement.

$$\alpha = 9.1^\circ < 15^\circ \Rightarrow \mu_s = 0$$

- μ : coefficient de forme de la charge de neige due au vent :

$$\mu_w = \min [(b_1 + b_2 \cdot 2h; \gamma \times h S_k)] \text{ avec } 0.8 \leq \mu_w \leq 4$$

- γ : le poids volumique de la neige ; il est pris égale à 2 kN/m³.

- $b_1, 2$, et h (en m).

- S_k (en kN/m²) la charge caractéristique de neige sur le sol.

$$\mu_1 = 0.8$$

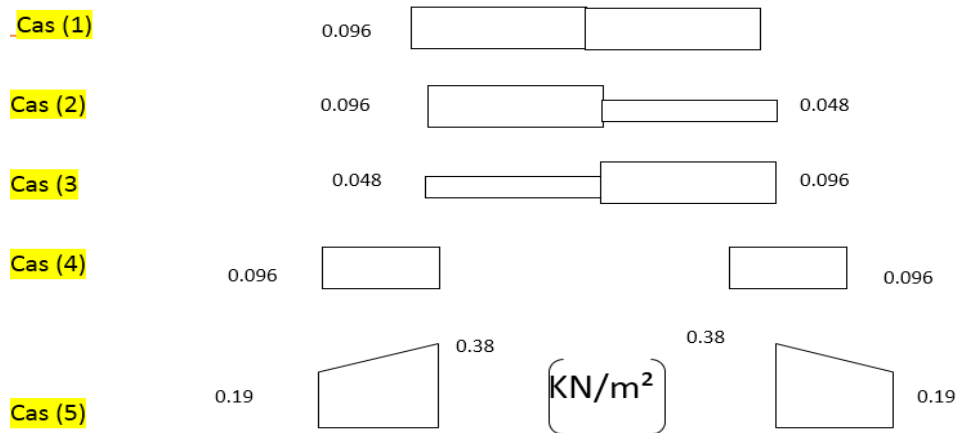
$$\mu_2 = 3.167$$

La longueur de la congère $l_s = 2h = 2 \times 3 = 6m > b_2 = 4m$

Par la méthode des triangles semblables : $\frac{\mu_x - \mu_1}{l_s - b_2} = \frac{\mu_2 - \mu_1}{l_s} \Rightarrow \mu_x = 1.589$

II.3.5. Charge caractéristique de neige (S) :

Les cas de charges possibles sont les suivants ou la combinaison de ces cas



II.4. Conclusion :

Nous avons évalué l'effet de l'accumulation de la neige ainsi que celui des pressions dues au vent sur l'enveloppe extérieure de la structure, ces résultats vont nous aider à dimensionner les éléments qui composeront l'ossature.

Chapitre III

Éléments

secondaires

III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont aussi importants que les éléments principaux, Le terme secondaire ne qualifie pas l'importance de l'élément, mais c'est l'ordre d'apparition dans le processus de la conception et même dans la réalisation.

Dans le présent chapitre, une étude sera faite afin de déterminer les éléments secondaires les plus sollicités, par la suite ces éléments seront pré-dimensionnés puis vérifiés. Ce chapitre traitera le calcul des éléments suivants :

- Les pannes.
- Les liernes et les bretelles.
- Les lisses.
- Les potelets.
- Les escaliers.

III.2.Les pannes :

III.2.1.Introduction

Ce sont des profilés laminés en I disposés sur la toiture parallèlement à la génératrice destinés à reprendre puis de transmettre les différentes actions (Poids de couverture, actions climatiques et autre charges d'exploitation) aux éléments structuraux qui les transmettent à leurs tours aux fondations.

III.2.2.Application à l'ouvrage :

La disposition des pannes est comme suit :

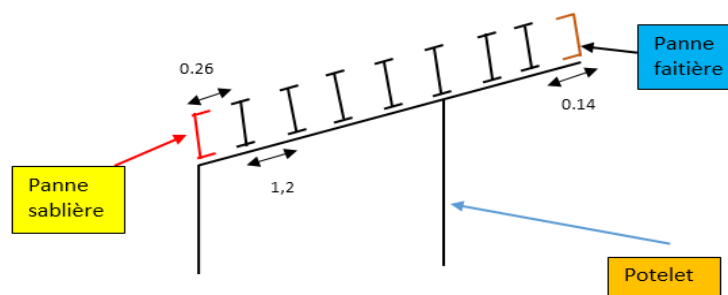


Figure III- 1 : Distribution des pannes sur un versant de la toiture

III.2.3. Détermination de La panne la plus sollicitée :

Nous avons choisi la panne la plus sollicitée en raisonnant sur la pression extérieure, puis lors de calcul nous avons ajouté les pressions intérieures puisqu'elles sont constantes, (Nous prenons des C_{pi} qui sont le plus défavorable car il donne une pression orientée dans la même direction que les pressions extérieures). Dans notre cas c'est la panne numéro 2 qui est la plus sollicitée.

III.2.3.1. Vent perpendiculaire au pignon :

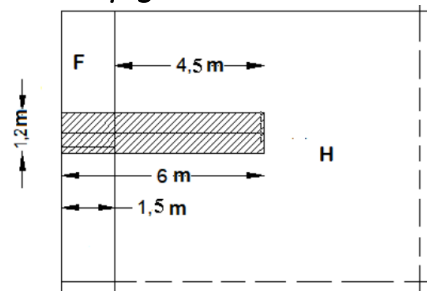


Figure III- 2: zones de pression extérieure de La panne la plus sollicité suivant V1

Données :

$$q_p = 791,25 \text{ N/m}^2 ; C_d = 1 ; C_{pi} = -0,173$$

Tableau III- 1: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V_1

Numéro de la panne	Panne 02	
Zone	F	H
Surface (m ²)	SF= 1,5×1,2 = 1,8 m ²	SH= 4,5×1,2 = 5,4 m ²
Largeur (m)	b= 1,2 m	b= 1,2 m
Cpe1	-2,12	-1,2
Cpe10	-1,48	-0,66
Cpe	Cpe1+(Cpe10-Cpe1)log(S)	
	-1,96	-0,8
qw (Ze) (N/ml)	Cd×(Cpe×qp-Wi)×b	
	-1696,852	-595,432

▪ **Charge équivalente :**

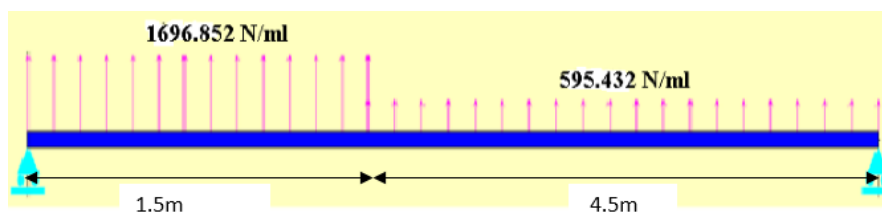


Figure III- 3 : chargement sur la panne la plus sollicité

$$q_{w eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l}$$

$$q_{w eq} = \frac{-1696,852 \times 1,5 - 595,432 \times 4,5}{6} = -870,787 \text{ N/ml}$$

III.2.3.2. Vent perpendiculaire au long pan

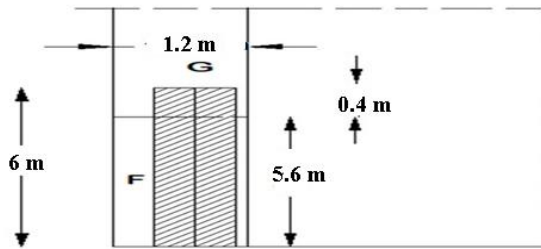


Figure III- 4: zones de pression extérieure de La panne la plus sollicité suivant V2

$$q_p = 791,25 \text{ N/m}^2 ; C_d = 1 ; C_{pi} = -0,2065$$

Pour Cpe +:

Tableau III- 2: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V₁

Numéro de la panne	Panne 02	
Zone	F	G
Surface (m ²)	SF= 5,6×1,2 = 6,7 m ²	SH= 0,4×1,2 = 0,48 m ²
Largeur (m)	b= 1,2 m	b= 1,2 m
Cpe1	0,082	0,082
Cpe10	0,082	0,082
Cpe	Cpe1+(Cpe10-Cpe1)log(S)	
	0,082	0,082
qw (Ze) (N/ml)	Cd×(Cpe×qp-Wi)×b	
	-118,213	-118,213

▪ **Charge équivalente :**

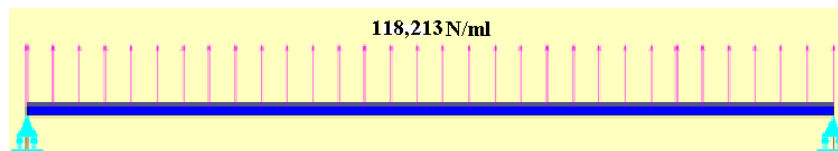


Figure III- 5 : chargement sur la panne la plus sollicité

$$q_{w\text{eq}} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l} \qquad q_{w\text{eq}} = \frac{-118,213 \times 6}{6} = -118,213 \text{ N/ml}$$

Pour Cpe - :

Tableau III- 3: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V_1

Numéro de la panne	Panne 02	
Zone	F	G
Surface (m ²)	SF= 5,6×1,2 = 6,7 m ²	SH= 0,4×1,2 = 0,48 m ²
Largeur (m)	b= 1,2 m	b= 1,2 m
Cpe1	-2,295	-1,795
Cpe10	-1,372	-1,036
Cpe	Cpe1+(Cpe10-Cpe1)log(S)	
	-1,531	-1,795
qw (Ze) (N/ml)	Cd×(Cpe×qp-Wi)×b	
	-1257,613	-1900,424

▪ **Charge équivalente :**

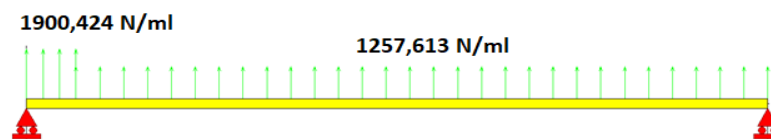


Figure III- 6 : chargement sur la panne la plus sollicité

$$q_{w \text{ eq}} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l} = \frac{-1257,613 \times 5,6 - 1900,424 \times 0,4}{6} = -1300,467 \text{ N/ml} = q_{w \text{ max}}$$

III.2.4. Détermination du profilé :

Le calcul a été fait avec les valeurs obtenues pour cette dernière. Pour les pannes le cas le plus défavorable.

$$q_{w \text{ max}} = -130,0467 \text{ daN/ml}$$

Avec :

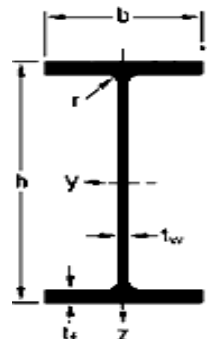
E : Module d'élasticité longitudinal de l'acier ; $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_w \times l^3 \times 250}{384 \times E} \quad I_y \geq \frac{5 \times 1300,467 \times 10^3 \times (6)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 437,424 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE 140}$$

On adopte des **IPE 140**.

a) **Caractéristique du profilé choisi :**

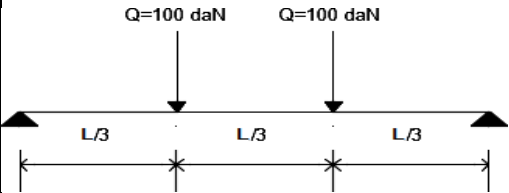
Tableau III- 4: Caractéristiques de l'IPE 140 : (classe 1)



H	Poids	b	Tw	Tf	r	A	Iy	Iz	iy	iz	It	Wely	Wply	Wplz
Mm	daN/ml	mm	mm	Mm	mm	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³
140	12,9	73	4,7	6,9	7	16,4	541	44,9	5,7	1,65	2,4	77,3	88,3	19,3

III.2.5. Détermination des charges :

Tableau III- 5 : Évaluation des charges

Charge permanente daN/ml	Poids propre de la panne : (IPE 140) $g_1 = 12,9 \text{ daN/ml}$ Poids de couverture TL75M : $g_2 = 15,21 \times 1,2 = 18,24 \text{ daN/ml}$ $G = g_1 + g_2 = 31,14 \text{ daN/ml}$		$G_y = G \times \sin \alpha$ $\Rightarrow G_y = 31,14 \times \sin 9,1 = 4,93 \text{ daN/ml}$
			$G_z = G \times \cos \alpha$ $\Rightarrow G_z = 31,14 \times \cos 9,1 = 30,75 \text{ daN/ml}$
Charge d'exploitation daN	$L=6 \text{ m} > 3 \text{ m} \Rightarrow$ D'après l'article 7.3.1 du DTR BC 2.2 La charge imposée est $Q = 100 \text{ daN}$ 		$Q_y = Q \times \sin \alpha$ $\Rightarrow Q_y = 100 \times \sin 9,1 = 15,82 \text{ daN}$
			$Q_z = Q \times \cos \alpha$ $\Rightarrow Q_z = 100 \times \cos 9,1 = 98,74 \text{ daN}$
Charge climatique daN/ml	Le ve	$qw = -130,0467 \text{ daN/ml}$	
	La neige	$S = 9,6 \times 1,2 = 11,52 \text{ daN/ml}$	$S_y = S \times \sin \alpha$ $\Rightarrow S_y = 11,52 \times \sin 9,1 = 1,820 \text{ daN/ml}$
			$S_z = S \times \cos \alpha$ $\Rightarrow S_z = 11,52 \times \cos 9,1 = 11,380 \text{ daN/ml}$

III.2.6. Détermination des sollicitations :

III.2.6.1. Méthode de calcul :

✓ **Sens Y-Y :**

Les charges parallèles à l'axe z-z donnent une flexion suivant l'axe y-y :

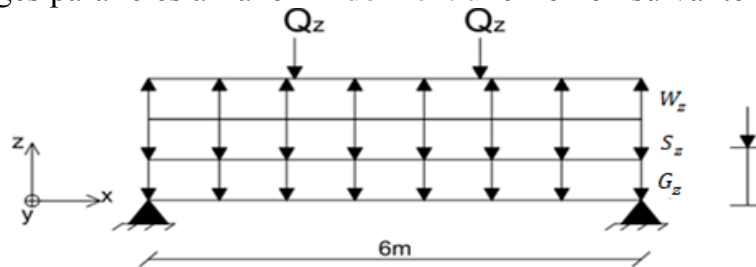


Figure III- 7 : Représentation des charges dans le sens Y-Y

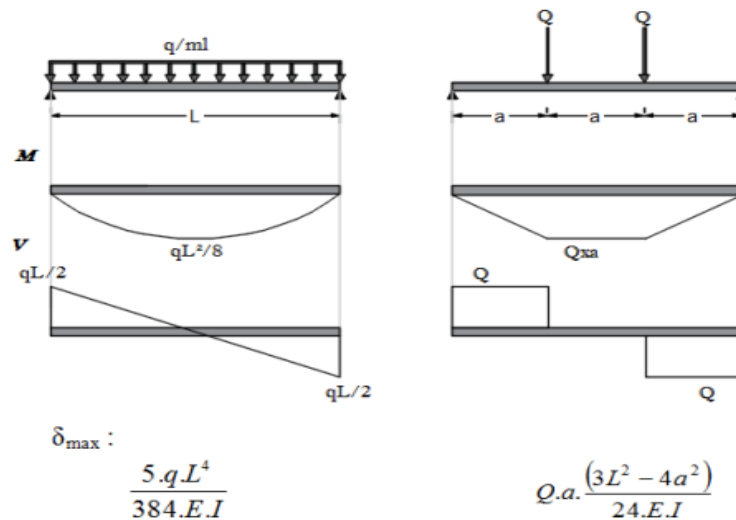


Figure III- 8 : Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Y-Y

✓ **Sens Z-Z :**

Les charges parallèles à l'axe y-y donnent une flexion suivant l'axe z-z :

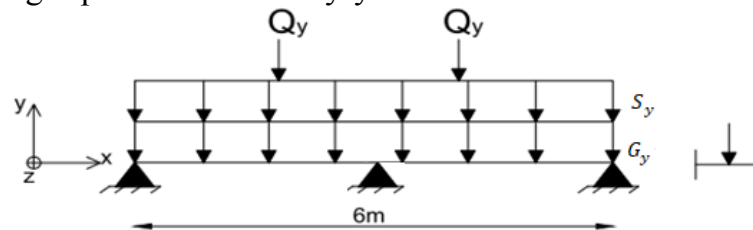


Figure III- 9: Représentation des charges dans le sens Z-Z

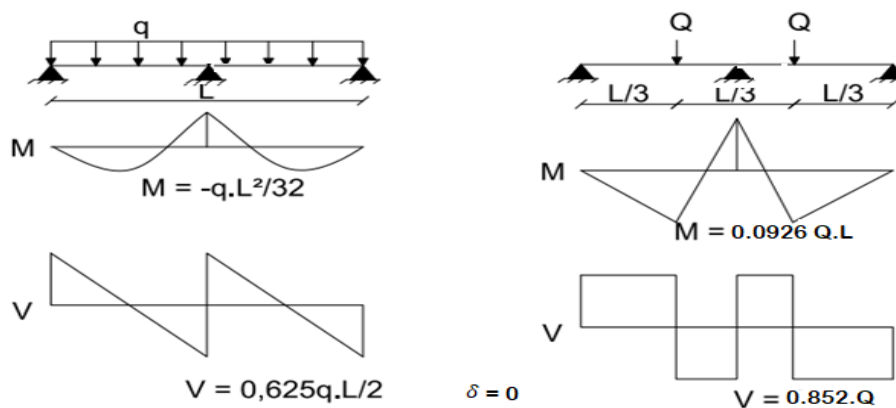


Figure III- 10: Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Z-Z

Remarque :

La flèche est nulle par la présence de lierne (Appui intermédiaire)

III.2.6.2. Calcul de moment maximum et d'efforts tranchant et de la flèche :

✓ **Axe de flexion Y-Y : chargement (Z-Z)**

Tableau III- 6 : moment maximum et d'efforts tranchant et de la flèche chargement (Z-Z) :

Charges z-z		L(m)	My(daN.m)	Vy(daN)	Iy (cm4)	δ (cm)
Gz (daN/ml)	30,75	6	138,375	92,25	541	0,46
Qz (daN)	98,74	6	197,48	98,74	541	0,67
Sz (daN/ml)	11,38	6	51,21	34,14	541	0,17
Wz (daN/ml)	-130,0467	6	-585,21	-390,14	541	-1,93

✓ **Axe de flexion Z-Z : chargement (Y-Y)**

✓

Tableau III- 7 : moment maximum et d'efforts tranchant et de la flèche chargement(Y-Y)

Charges y-y		L(m)	Mz(daN.m)	Vz(daN)	Iy(cm4)	δ (cm)
Gy (daN/ml)	4,93	6	5,55	9,24 10,13	44,9	0
Qy (daN)	15,82	6	8,79	13,48	44,9	0
Sy (daN/ml)	1,82	6	2,05	3,41 3,74	44,9	0

III.2.6.3. Combinaison des sollicitations :

✓ **Axe de flexion Y-Y :**

Tableau III- 8 : Combinaison des sollicitations Y-Y

chargement	1.35G+1.5Q	G+1.5W	1.35G+1.5S
My (daN.m)	483,03	-739,44	263,62
Vy (daN)	272,65	-492,96	175,75

✓ **Axe de flexion Z-Z :**

Tableau III- 9 : Combinaison des sollicitations Z-Z :

chargement	1.35G+1.5Q	G+1.5W	1.35G+1.5S
M (daN.m)	20,68	5,55	10,57
V (daN)	32,7	9,24	17,59

III.2.7. Vérification :

III.2.7.1. Vérification de la flèche à l'ELS :

$$\delta_{max} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2} \leq \frac{l}{200}$$

$$\frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Tableau III- 10: Vérification de la flèche « panne »

✓ La flèche est vérifiée.

G+Q		G+W		G+S	
δy	δz	δy	δz	δy	δz
1,13	0	-1,47	0	0,63	0
δmax = 1,13 < 3		δmax = 1,47 < 3		δmax = 0,63 < 3	

III.2.7.2. Vérification de l'effort tranchant l'ELU :

Tableau III- 11: Vérification de l'effort tranchant

	V _y (daN)	V _z (daN)
A _v (cm ²)	$A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$	$2 \times b \times t_f$
	$16,4 - 2 \times 7,3 \times 0,69 + (0,47 + 2 \times 0,7) \times 0,69 = 7,62 \text{ cm}^2$	10,07 cm ²
Combinaisons V _{sd} (daN)	$V_G + 1.5 \times V_w$	$1.35 \times V_G + 1.5 \times V_Q$
	-492,96 daN	32,7 daN
V _{plRd} (daN)	$\frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$	$\frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$
	$\frac{7,62 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 9398,74 \text{ daN}$	$\frac{10,07 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 12420,64 \text{ daN}$
Comparaison entre V _{sd} et 0.5×V _{plRd}	$V_{sd} = 492,96 \text{ daN} < 0.5 \times V_{plRd} = 4699,37 \text{ daN}$	$V_{sd} = 32,7 \text{ daN} < 0.5 \times V_{plRd} = 6210,32 \text{ daN}$

Résultats

Les résistances vis-à-vis des efforts tranchants sont vérifiées et n'ont pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant sur toute la panne.

III.2.7.3. Vérification du moment fléchissant l'ELU :

L'IPE 140 est de classe 1 en flexion, On doit vérifier :

$$\frac{M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

1er cas :

Tableau III- 12 : combinaison d'action

Axe de chargement 'Z-Z' (1er cas)		Axe de chargement 'Y-Y' (2eme cas)	
M _{ySd,max}	M _{zSd,corr}	M _{zSd,max}	M _{ySd,corr}
$M_G + 1,5 M_w = -739,44 \text{ daN.m}$	$M_G + 1,5 M_w = 5,55 \text{ daN.m}$	$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 20,68 \text{ daN.m}$	$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 483,03 \text{ daN.m}$

$$\left(\frac{739,44}{88,3 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{5,55}{19,3 \times \frac{2350}{1,1}} \right) \times 10^2 = 0,41 < 1$$

2eme cas :

$$\left(\frac{483,03}{88,3 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{20,68}{19,3 \times \frac{2350}{1,1}} \right) \times 10^2 = 0,31 < 1$$

La panne est vérifiée au moment fléchissant

III.2.7.4. Vérification de la stabilité (Déversement) :

▪ **Combinaisons à l'ELU :**

Tableau III- 13: Combinaisons à l'ELU

Combinaisons	$M_{y\ sd}^{max} (daN.m)$	$M_{z\ sd}^{corr} (daN.m)$
$M_G + 1.5 \times M_w^-$	739,44	5,55

La combinaison la plus défavorable provoquant le déversement est : $M_G + 1.5 \times M_w^-$

$$M_{y\ sd} = 739,44 \text{ daN.m}$$

$$M_{z\ sd} = 5,55 \text{ daN.m}$$

L'IPE140 doit satisfaire : $\frac{M_{y\ sd}}{\chi_{Lt} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z\ sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$ $L = 600 \text{ cm}$

$$\frac{739,44 \times 10^2}{0,777 \times 60,73 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{3,074 \times 10^2}{13,58 \times \frac{2350}{1,1}} = 0,518 \leq 1$$

→ **La panne est stable vis-à-vis du déversement**

III.3. Calcul des liernes et les bretelles des pannes :

Le calcul des liernes est basé sur la condition de résistance de l'effort de traction tel que :

$$N_{tsd} \leq N_{tRd} = \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

A_s : La section de la partie fileté de lierne. $A_s = 0.75 \times A$

A : La section du lierne $A = \frac{\pi \times D^2}{4}$

D : Diamètre du lierne.

N_{tsd} : Effort de traction appliqué sur le lierne la plus sollicitée. On la détermine par l'accumulation des efforts qui sont les réactions à mi- portée.

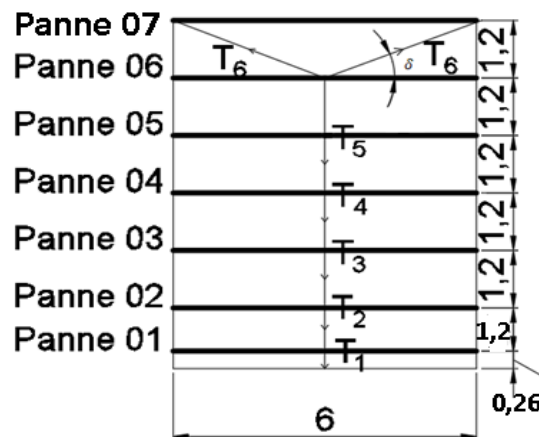


Figure III- 11: Disposition des liernes et des bretelles

III.3.1.Evaluation des charges

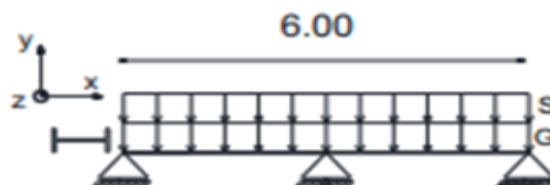


Figure III- 12: Répartition des charges sur le lierne

Poids de la panne (IPE 140) : $g_1 = 12,9 \text{ daN/ml}$

Poids de couverture TL75M : $g_2 = 15,21 \text{ daN/ml}$

$$\Rightarrow q_{sd} = [1.35 (g_1 + b_i \times g_2) + 1.5 (S \times b_i)] \sin \alpha$$

Panne 1 \Rightarrow $q_{sd} = 7,90 \text{ daN/ml.}$

Panne 2 \Rightarrow Panne 6 \Rightarrow $q_{sd} = 9,93 \text{ daN/ml.}$

$$\sum q_{sd} = 57,55 \text{ daN/ml}$$

L'angle que fait la bretelle avec l'horizontale

$$\tan \beta = \frac{1,2}{3} = 0,4 \Rightarrow \beta = 21,8^\circ$$

$$\begin{aligned} N_{tsd} &= 290,564 \text{ daN} \\ \rightarrow D^2 &\geq \frac{4 \times N_{tsd} \times \gamma_{M2}}{0,75 \times \pi \times f_y} = \frac{4 \times 2905,64 \times 1,25}{0,75 \times \pi \times 235} = 26,25 \text{ mm} \\ &\rightarrow D = 5,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

On prend :

Donc pour des liernes de 10 mm de diamètre $D = 10 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{0,75 \times \pi \times (10)^2}{4} = 58,90 \text{ mm}^2$$

III.4.Les lisses de bardage :

Ce sont des profilés disposés horizontalement sur le long pan et le pignon, elles ont pour rôle de reprendre les actions du vent, la fixation du bardage et la transmission des efforts aux poteaux et aux potelets.

III.4.1. Hypothèses de calculs :

On admet implicitement toutes les lisses de bardage à la même hauteur équivalent (z_e) ce qui permet de simplifier le choix de la lisse la plus sollicitée.

III.4.1.1. Pré dimensionnement :

On se basera sur la condition de limitation de la flèche.

$$\delta_2 \leq \frac{5 \times q_{eq} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

Avec :

q_{eq} : Charge reprise par la lisse la plus sollicitée.

Pour les lisses on choisira des profilés UPE.

III.4.1.2. Vérifications :

Les lisses sont soumises à leur poids propre, à l'action du vent et au poids de bardage. Elles doivent vérifier la flèche max à l'ELS et l'effort tranchant ainsi que le moment fléchissant à l'ELU

a. Vérification de la flèche max :

$$\delta_{max} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2} \leq \frac{l}{200}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

La valeur de l'effort tranchant V_{sd} dans chaque section doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} < 0.5 \times V_{plRd}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

Avec :

V_{plRd} : est la valeur de la résistance plastique au cisaillement.

A_v : L'aire de cisaillement :

Pour les profilés en U :

$$A_{vy} = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + r) \times t_f$$

$$A_{vz} = 2 \times b \times t_f$$

C ; Vérification du moment fléchissant :

Les lisses étant des profilés en UPE elles sont donc de classe 1, et dans le cas de la flexion déviée, les éléments à section transversale de classe 1 et 2 doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

III.4.2. Application à l'ouvrage :

III.4.2.1. Détermination de La lisse la plus sollicitée :

Suivant les lisses la plus sollicitée pour les deux directions du vent, on détermine le profilé qui sera utilisé par la suite pour toutes les lisses de bardage.

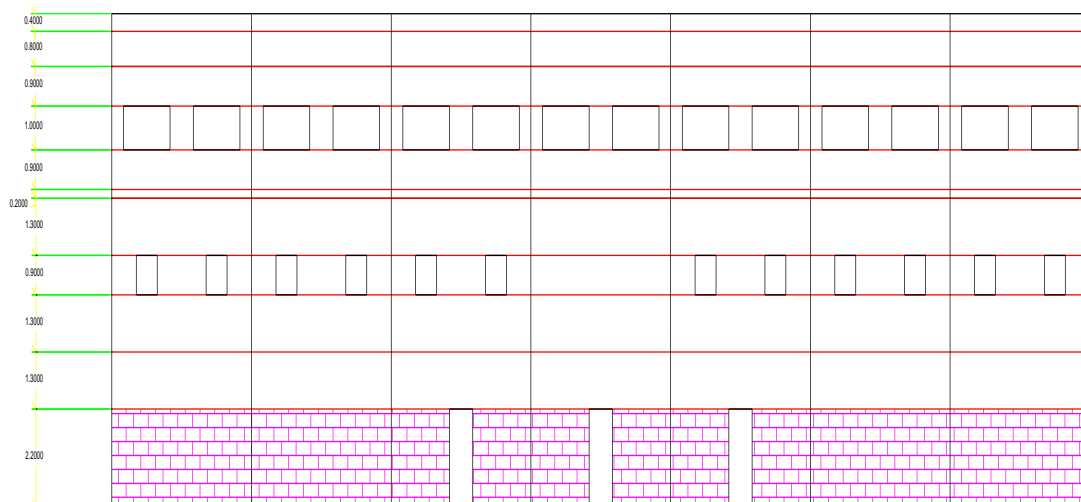


Figure III- 13: Disposition des lisses de bardage sur le long-pan

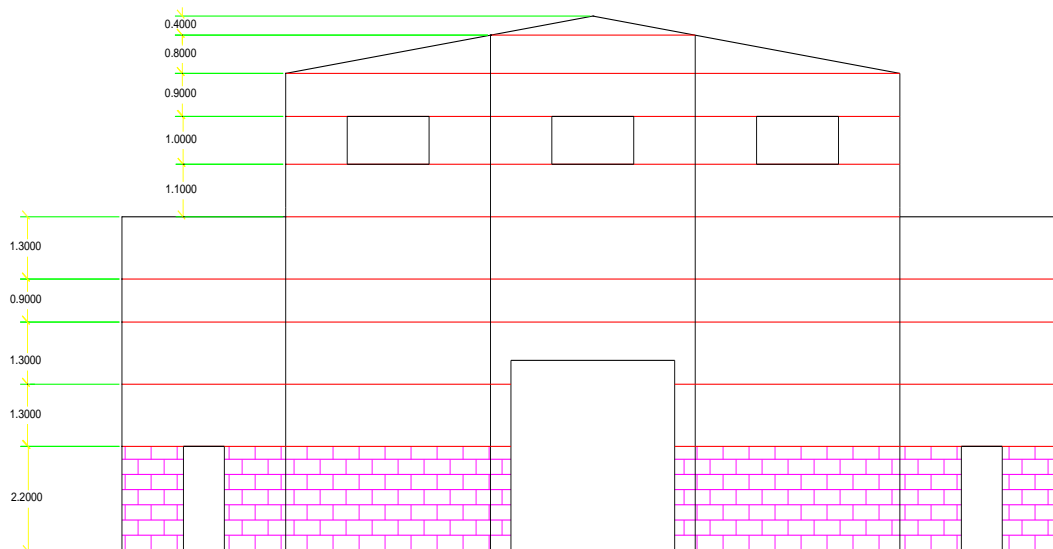


Figure III- 14: Disposition des lisses de bardage sur le pignon

a. Vent perpendiculaire au pignon V_1 :

Tableau III- 14: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V1

V_1	
Numéro de la lisse	Lisse 02
Schéma	
Zone	D
Surface (m^2)	$S_D = 5 \times 1,3 = 6,5 m^2$ $1 < S_D < 10 m^2$
$C_{pe,1}$	1
$C_{pe,10}$	0,8
C_{pe}	$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ 0,84
C_{pi}	-0,173
$q_p(z_e)$ (N/m^2)	791,25
q_w (N/ml)	$q_w = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \times b$ 1041,9

▪ **Charge équivalente :**

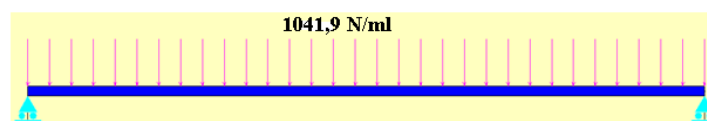


Figure III- 15 : chargement sur la panne

$$q_{w eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l} \quad q_{w eq} = \frac{1041,9 \times 5}{5} = 1041,9 N/ml$$

b. Vent perpendiculaire au long pan V_2 :

Tableau III- 15: Disposition de la panne la plus sollicitée selon V_2

V_2	
Numéro de la lisse	Lisse 01
Schéma	
Zone	D
Surface (m^2)	$S_D = 6 \times 1,3 = 7,8 m^2$ $1 < S_D < 10 m^2$
$C_{pe,1}$	1
$C_{pe,10}$	0,8
C_{pe}	$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ 0,82
C_{pi}	-0,207
$q_p(z_e)$ (N/m^2)	791,25
q_w (N/ml)	$q_w = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \times b$ 1056,40

▪ **Charge équivalente :**

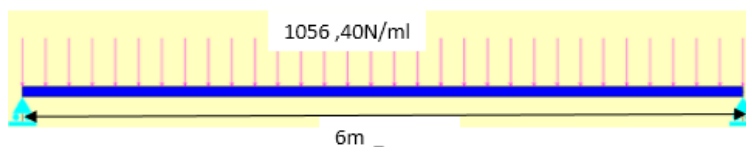


Figure III- 16 : Chargement sur la panne

$$q_{w\ eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l} \qquad q_{w\ eq} = \frac{1056,40 \times 6}{6} = 1056,40 \text{ N/ml}$$

III.4.2.2. Détermination du profilé :

Le calcul a été fait avec la valeur obtenue par la lisse de bardage de direction V_2

$$q_{w\ eq} = 1056,40 \text{ N/ml}$$

La détermination du profilé est basée la limitation de la flèche à ELS.

$$\delta_2 \leq \frac{5 \times q_{eq} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

Avec :

E : Module d'élasticité longitudinal de l'acier ; $E = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1056,40 \times 10^{-3} \times (600)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 201,88 \text{ 353,70 cm}^4 \Rightarrow \text{UPE 120}$$

Caractéristique du profilé choisi :

Tableau III- 16: Caractéristique du profilé UPE 120

<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t_w</i>	<i>t_f</i>	<i>r</i>	<i>A</i>	<i>I_y</i>	<i>I_z</i>	<i>i_y</i>	<i>i_z</i>	<i>W_{ply}</i>	<i>W_{plz}</i>	<i>I_t</i>
<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>cm²</i>	<i>mm⁴</i>	<i>mm⁴</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm³</i>	<i>cm³</i>	<i>cm⁴</i>
120	60	5,0	8,0	12	15,4	364	55,5	4.86	1.90	70,3	25,3	2.9
Poids : 12,1 daN/ml												

III.4.2.3. Détermination des charges :

Tableau III- 17: Évaluation des charges

Charge permanente daN/ml	<p>Poids propre de la lisse : (UPE 120) $g_1 = 12,1 \text{ daN/ml}$</p> <p>Poids de bardage LL60M : $g_2 = 13,09 \times 1,3 = 17,02 \text{ daN/ml}$ $G_y = G = g_1 + g_2 = 29,12 \text{ daN/ml}$</p>
Charge climatique daN/ml	$W = W_z = 105,64 \text{ daN/ml}$

III.4.2.4. Détermination des sollicitations :

a. Méthode de calcul :

✓ **Sens Y-Y :**

Les charges parallèles à l'axe z-z donnent une flexion suivant l'axe y-y :

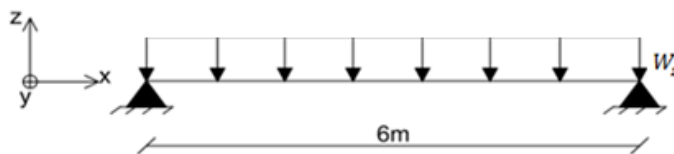


Figure III- 17: Représentation des charges dans le sens Y-Y

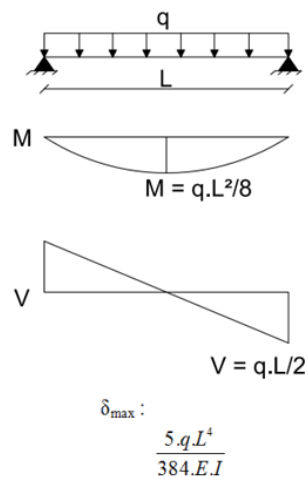


Figure III- 18: Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Y- Y

✓ **Sens Z-Z :**

Les charges parallèles à l'axe y-y donnent une flexion suivant l'axe z-z :

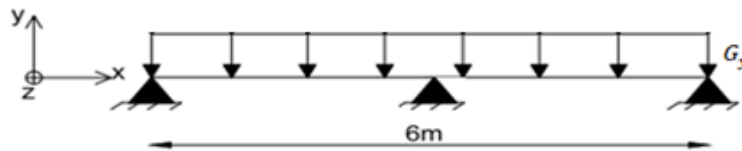


Figure III- 19: Représentation des charges dans le sens Z-Z

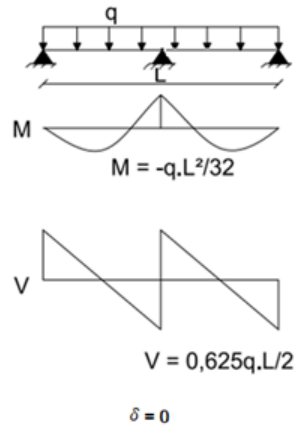


Figure III- 20: Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Z-Z

III.4.2.5. Calcul de moment maximum et d'efforts tranchant et de la flèche :

Tableau III- 18: Valeur des efforts tranchant et moment fléchissant et la flèche dans le sens Y-Y

Sens Y-Y				
Nature de charge	Valeur de charge (daN/m)	M_y (daN.m)	V_y (daN)	δ_y (cm)
W_z	105,64	475,38	316,92	2,33

Tableau III- 19: Valeur des efforts tranchant et moment fléchissant et la flèche dans le sens Z-Z

Sens Z-Z				
Nature de charge	Valeur de charge (daN/m)	M_z (daN.m)	V_z (daN)	δ_z (cm)
G_y	29,12	-32,76	54,6	0

III.4.3. Vérification :

III.4.3.1. Vérification de la flèche à l'ELS :

▪ Combinaison à l'ELS :

▪ $G + W_z :$

$$\delta_{max} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2} \leq \frac{l}{200} \qquad \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{matrix} \delta_y = \delta_{Wy} = 2,33 \text{ cm} \\ \delta_z = 0 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \delta_{max} = 2,33 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

→ La flèche est vérifiée.

III.4.3.2. Vérification de l'effort tranchant l'ELU :

Tableau III- 20: Vérification de l'effort tranchant

	V_y (daN)	V_z (daN)
A_V (cm ²)	$A - 2 \times b \times t_f + (t_w + r) \times t_f$	$2 \times b \times t_f$
	$15,4 - 2 \times 6 \times 0,8 + (0,5 + 1,2) \times 0,8$ $= 7,16 \text{ cm}^2$	$2 \times 6 \times 0,8$ $= 9,6 \text{ cm}^2$
Combinaisons V_{sd} (N)	$1.5 \times V_w$	$1.35 \times V_G$
	$1.5 \times 316,92 = 475,38 \text{ daN}$	$1.35 \times 54,6 = 73,71 \text{ daN}$
V_{plRd} (daN)	$\frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$	$\frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$
	$\frac{7,16 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 8831,36 \text{ daN}$	$\frac{9,6 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 11840,93 \text{ daN}$
Comparaison entre V_{sd} et $0.5 \times V_{plRd}$	$V_{sd} = 475,38 \text{ daN} < 0.5 \times V_{plRd}$ $= 4415,68 \text{ daN}$	$V_{sd} = 73,71 \text{ daN} < 0.5 \times V_{plRd}$ $= 5920,46 \text{ daN}$
Résultats	Les résistances vis-à-vis des efforts tranchants sont vérifiées et n'ont pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant sur toute la panne.	

III.4.3.3. Vérification du moment fléchissant l'ELU :

L'UPE 120 est de classe 1 en flexion, On doit vérifier :

$$\frac{M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

Avec :

$$M_{ysd} = 1,5 \times M_w = 1,5 \times 475,38 = 713,07 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = 1,35 \times M_g = 1,35 \times 32,76 = 44,23 \text{ daN.m}$$

$$\frac{713,07 \times 10^2}{70,3 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{44,23 \times 10^2}{25,3 \times \frac{2350}{1,1}} = 0,55 \leq 1$$

→ La lisse de bardage est vérifiée au moment fléchissant.

III.5. Calcul des liernes et les bretelles des pannes :

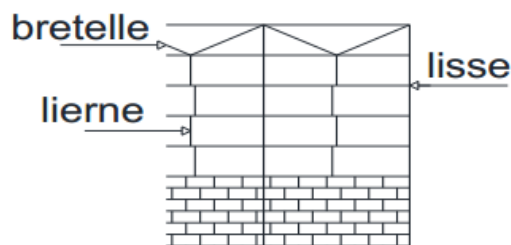


Figure III- 21: Présentation des liernes et bretelles

Le calcul des liernes est basé sur la condition de résistance de l'effort de traction tel que :

$$N_{tsd} \leq N_{tRd} = \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

III.5.1.Évaluation des charges :

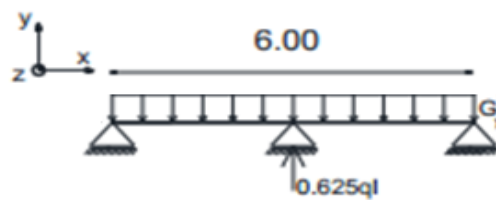


Figure III- 22 : Distribution des charges

III.5.2.Répartition des charges sur le lierne

Poids de la lisse (UPE 120) : $g_1 = 12,1 \text{ daN/ml}$

Poids de bardage LL60M : $g_2 = 13.09 \text{ daN/ml}$

-La réaction dans l'appui est égale à $R = (1.25 \times Q \times L)/2$ $\tan \beta = \frac{1,3}{3} = 0.5 \Rightarrow \beta = 23,43^\circ$

Lisse 1 : $R = 1.25 \times 39,31 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 147,41 \text{ daN/ml}$

Lisse 2 et 3 : $R = 1.25 \times 35,78 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 134,175 \text{ daN/ml}$

Lisse 4 : $R = 1.25 \times 39,31 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 147,41 \text{ daN/ml}$

$$R_{Tot} = \sum Ri = 563,17 \text{ daN}$$

$$N_{tsd} \times 2 \times \sin\beta = \sum Ri \Rightarrow N_{tsd} = \frac{\sum Ri}{2\sin\beta} = (563,17 / 2\sin(23,43)) = 708,16 \text{ daN}$$

Donc : $N_{tsd} = 708,16 \text{ daN}$

$$\rightarrow D^2 \geq \frac{4 \times N_{tsd} \times \gamma_{M0}}{0.75 \times \pi \times f_y} = \frac{4 \times 708,16 \times 1.1}{0.75 \times \pi \times 23.5} = 56,30 \text{ mm}$$

$$\rightarrow D = 7,5 \text{ mm}$$

On prend :

$$D = 10 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0.75 \times \pi \times (10)^2}{4} = 58.90 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow N_{tRd} = \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{58.90 \times 23.5}{1.1} = 1258.32 \text{ daN} > N_{tsd} = 708,16 \text{ daN}$$

On adoptera des liernes de 10mm pour les lisses de bardage

III.6.Les potelets

Ce sont des profilés en H disposés verticalement sur le pignon, destinés à rigidifier le bardage et reprendre les actions du vent appliqué sur les lisses puis les transmettre d'une part aux fondations et d'autre part à la poutre à laquelle ils sont liés. Ils sont considérés comme articulés dans les 02 extrémités :

III.6.1. Pré dimensionnement (à l'ELS) :

Le pré dimensionnement des pannes est basé sur la limitation de flèche δ_2 qui est due à l'action du vent la plus défavorable.

$$\delta_2 = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} \quad (\text{D'après le CCM 97})$$

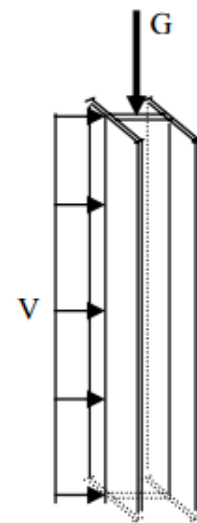
On choisira des HEB pour les potelets.

III.6.2. Vérifications :

Le potelet travaille à la flexion sous l'action du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui sont associés.

Les potelets travaillent à la flexion composée.

Figure III- 23: Répartition des charges sur le potelet



Ils doivent donc être vérifiés à la flèche max à l'ELS, ainsi qu'au moment fléchissant, à la compression et à l'effort tranchant à l'ELU.

III.6.2.1. Vérification de la flèche max :

$$\delta_{max} = \sqrt{\delta_{maxy}^2 + \delta_{maxz}^2} \leq \frac{l}{200}$$

III.6.2.2. Vérification de l'effort tranchant :

La valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant dans chaque section doit être toujours inférieure à la résistance plastique de cisaillement V_{plRd} .

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

Avec : A_v : Aire de cisaillement.

Pour les profilés en **H** :

$$A_{vy} = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

III.6.2.3. Vérification du moment fléchissant, déversement et de la compression :

- La section est soumise à la flexion et à la compression avec risque de déversement ; Les profilés en HEB de classe 1 doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

III.6.3.Application à l'ouvrage :

III.6.3.1.Disposition des potelets :

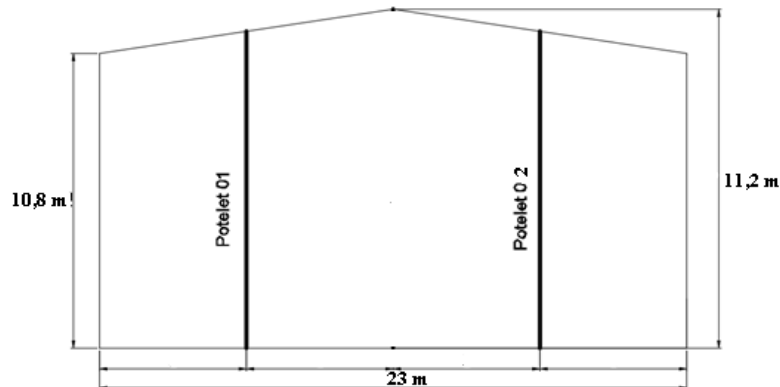


Figure III- 24 : Disposition des potelets sur le pignon

III.6.3.2.Détermination du potelet la plus sollicitée :

Suivant le potelet la plus sollicitée pour les deux directions du vent, on détermine le profilé qui sera utilisé par tous les potelets.

a. Vent perpendiculaire au pignon V_1 :

Tableau III- 21: Disposition de potelet le plus sollicitée selon V_1

Figure 20: Schéma statique du potelet V_1	
Numéro de potelet	Potelet 01
Schéma	
Zone	D
Surface (m^2)	$S_D = \frac{(10,4 + 11,2) \times 5}{2} = 54 m^2$ $S_D > 10 m^2$
$C_{pe,10}$	0.8
C_{pe}	0.8
C_{pi}	-0.173
$q_p(z_e) (N/m^2)$	791.25
$q_w (N/ml)$	$q_w = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \times b$
	3849.035

b. Vent perpendiculaire au long pan V_2 :

Tableau III- 22: Disposition de potelet le plus sollicitée selon V_1

V_2	
Numéro de potelet	Potelet 01
Schéma	
Zone	D
Surface (m^2)	$S_B = \frac{(10,4 + 11,2) \times 5}{2} = 54 m^2$ $S_B > 10 m^2$
$C_{pe,10}$	0.8
C_{pe}	-0.8
C_{pi}	-0.207
$q_p(z_e) (N/m^2)$	791.25
$q_w (N/ml)$	$q_w = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \times b$
	-2346,06

C. Conclusion :

Pour les potelets le cas le plus défavorable est obtenu par la direction V_1

$$q_{w\ eq} = 3849,035\ N/ml$$

III.6.3.3. Détermination du profilé :

Le calcul a été fait avec la valeur obtenue par le potelet le plus sollicité de direction V_1

$$q_{w\ eq} = 3849,035\ N/ml$$

La détermination du profilé est basée sur la limitation de la flèche à ELS.

$$\delta_2 \leq \frac{5 \times q_{eq} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

E : Module d'élasticité longitudinal de l'acier ; $E = 2.1 \times 10^6\ daN/cm^2$

$$I_y \geq \frac{5 \times 3849,035 \times 10^{-3} \times (1080)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 7515,928\ cm^4 \Rightarrow \mathbf{HEB\ 220}$$

On adopte des **HEB 220**

Caractéristique du profilé choisi :

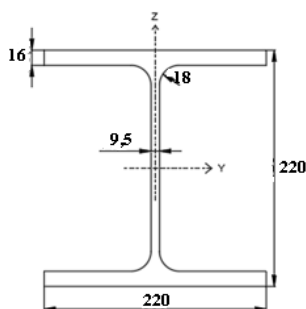


Figure III- 25: Profilé HEB 220

Tableau III- 23: Caractéristique du profilé HEB 220

<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t_w</i>	<i>t_f</i>	<i>r</i>	<i>A</i>	<i>I_y</i>	<i>I_z</i>	<i>i_y</i>	<i>i_z</i>	<i>W_{ply}</i>	<i>W_{plz}</i>	<i>W_{ely}</i>	<i>W_{elz}</i>	<i>I_t</i>
mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³	cm ⁴
220	220	9.5	16	18	91	8091	284	9.43	5.59	827	393.9	735.5	258.5	81.8
Poids : 71.5 daN/ml														

III.6.3.4. Détermination des charges :

Tableau III- 24: Évaluation des charges

Charge permanente <i>daN/ml</i>	<p>Poids propre potelet : (HEB 220) $g_1 = 71.5 \times 10.8 = 772,2 \text{ daN}$</p> <p>Poids de bardage LL60M : $g_2 = 13.09 \times 10.8 \times 5 = 706.86 \text{ daN}$</p> <p>Poids propre de lisse de bardage : (UPE 120) $g_3 = 12,1 \times 5 \times 8 = 484 \text{ daN}$</p> <p>$G = g_1 + g_2 + g_3 = 1963,06 \text{ daN}$</p>
Charge climatique <i>daN/ml</i>	<p>Pour la vérification de la flèche, l'effort tranchant, du moment fléchissant et du flambement on calcule avec la valeur du vent de direction V_1 :</p> <p style="text-align: center;">$W^+ = 384.9035 \text{ daN/ml}$</p> <hr/> <p>Pour la vérification du déversement et du flambement on calcule avec la valeur du vent de direction V_2 :</p> <p style="text-align: center;">$W^- = -234,606 \text{ daN/ml}$</p>

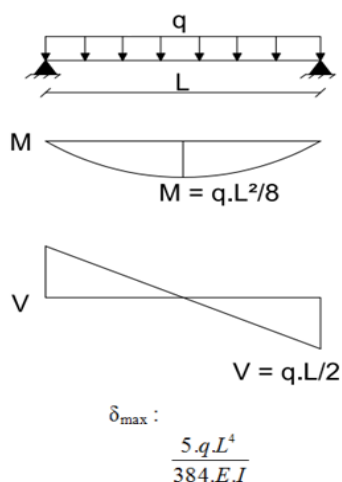


Figure III- 26: Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant dans le sens Y-Y

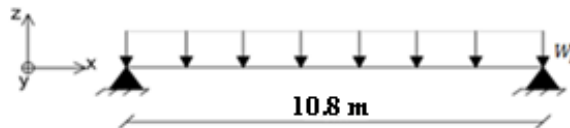


Figure III- 27 : Distribution des charges

III.6.3.5. Détermination des sollicitations :

a. Méthode de calcul :

✓ **Sens Y-Y :**

Les charges parallèles à l'axe z-z donnent une flexion suivant l'axe y-y :

b. Calcul de moment maximum et d'efforts tranchant et de la flèche :

Tableau III- 25: Valeur des efforts tranchant et moment fléchissant et la flèche dans le sens Y-Y

Sens Y-Y					
Nature de charge	Valeur de charge (daN/m)	L (m)	M_y (daN.m)	V_y (daN)	δ_y (cm)
W_z^+	384,9035	10,8	5611,893	2078,478	4,01
W_z^-	-234,606	10,8	-3420,555	/	/

III.6.3.6. Vérification :

a. Vérification de la flèche à l'ELS :

Combinaison à l'ELS : $G + W_z$:

$$\delta_{max} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2} \leq \frac{l}{200}$$

Avec : $\frac{l}{200} = \frac{1080}{200} = 5,4 \text{ cm}$

$$\left. \begin{matrix} \delta_y = \delta_{W_y} = 4,01 \text{ cm} \\ \delta_z = 0 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \delta_{max} = 4,01 \text{ cm} < 5,4 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant l'ELU :

Tableau III- 26: Vérification de l'effort tranchant

	V_y (daN)
A_y (cm ²)	$A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$ $91 - 2 \times 22 \times 1,6 + (0,95 + 2 \times 1,8) \times 1,6$ $= 27,88 \text{ cm}^2$
Combinaisons V_{sd} (daN)	$1,5 \times V_w$ $1,5 \times 207,8478 = 311,7717$
V_{plRd} (daN)	$\frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$ $\frac{27,88 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 34388,032 \text{ daN}$
Comparaison entre V_{sd} et $0,5 \times V_{plRd}$	$< V_{sd} = 311,7717 \text{ daN} < 0,5 \times V_{plRd} = 17194,016 \text{ daN}$
Résultats	Les résistances vis-à-vis des efforts tranchants sont vérifiées et n'ont pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant sur toute la panne.

c. Vérification du moment fléchissant et de compression :

Le profilé **HEB 220** de classe 1 doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 1.35 \times G = 1.35 \times 1963,06 = 2650,131 \text{ daN} \\ M_{ysd} &= 1.5 \times M_w^+ = 1.5 \times 5611.893 = 8417.840 \text{ daN.m} \\ \frac{2650,131}{0.20 \times \frac{91 \times 2350}{1.1}} + \frac{1.04 \times 8417.840 \times 10^2}{827 \times \frac{2350}{1.1}} &= 0.56 < 1 \end{aligned}$$

La condition est vérifiée.

d. Vérification du moment fléchissant et de la compression avec risque de déversement : « Moment négatif »

Le profilé **HEB 220** de classe 1 doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 1.35 \times G = 1.35 \times 1963,06 = 2650,131 \text{ daN} \\ M_{ysd} &= 1.5 \times M_w^- = 1.5 \times (-3420,555) = -5130,8325 \text{ daN.m} \\ \rightarrow \frac{2650,131}{0.20 \times \frac{91 \times 2350}{1.1}} + \frac{0.98 \times 5130,8325 \times 10^2}{0.74 \times 827 \times \frac{2350}{1.1}} &= 0.45 < 1 \end{aligned}$$

La pièce vérifie le flambement et le déversement donc on adoptera l'**HEB220** pour les potelets.

III.7.Les escaliers :

III.7.1.Introduction :

Un escalier est un ouvrage de circulation vertical composé d'une série de marche (au moins une marche) ils permettent de passer d'un niveau à un autre avec aisance. Nos escaliers comportent trois volets de marches séparées par un palier de repos.

III.7.2.Caractéristique dimensionnelle des éléments constituant l'escalier :

Escalier en acier à 3 volées

- Largeur de la volée : L= 1.2 m
- Hauteur d'étage : He= 3.5 m
- Hauteur de contre marche : on prend une hauteur de contre marche h=17.5 cm
- Largeur d'une marche : g =25 cm

Nombre de contre marche et marche :

- Volée 01 : 10 contre marche de 17.5 cm et 09 marches de 25 cm
- Volée 02 : 10 contre marche de 17.5 cm et 09 marches de 25 cm
- Volée 03 : 10 contre marche de 17.5 cm et 09 marches de 25 cm

Dimension du Palier de repos : 1.2 m x 1.2 m

III.7.3.Vérification :

D'après la formule de **BLONDEL** on a

$$58 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$g+2h = 60 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

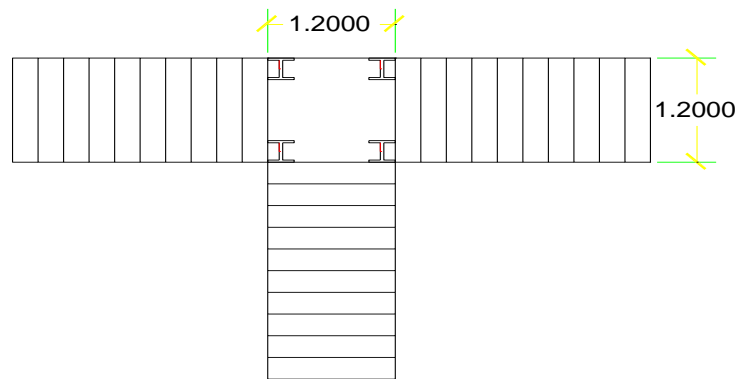


Figure III- 28: Vu en plan

III.7.4. Dimensionnement des supports de marches

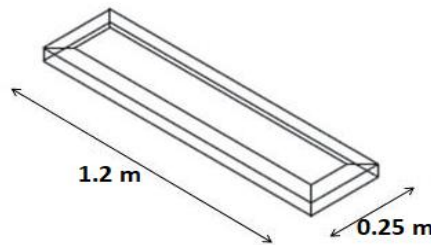


Figure III- 29: présentation de la marche

III.7.4.1. Charges permanentes :

Tôle d'épaisseur 5mm : $\Rightarrow 78.5 \times 0,005 = 0.3925 \text{ KN/m}^2$

$$G = 0.25 \times 0.3925 = 0.098 \text{ KN/ml}$$

III.7.4.2. Charges d'exploitation :

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ KN.ml}$$

III.7.5. Pré dimensionnement des supports de marches :

$$q_{ser} = G+q = 0.098+0.625 = 0.723 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{(Combinaisons à l'ELS)}$$

III.7.5.1. Condition de la flèche :

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.723 \times (120)^4 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 120} = 1.94 \text{ cm}^4$$

Puisque les axes principaux d'une cornière diffèrent, nous allons prendre un système à deux cornières fournissant l'inertie requise. On adopte deux cornières **35 x 35 x 3.5**

Caractéristiques du système à deux cornières :

- Poids propre : $2 \times 1.85 = 3.7 \text{ daN/ml}$
- $I_y = 2 \times 2.63 = 5.26 \text{ cm}^4$
- $W_{el,y} = 2.13 \text{ cm}^3$

III.7.6. Vérification de la flèche :

$$\delta_{max} = \frac{5 \times (q + G) \times l \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 0.19 \leq \frac{l}{250} = \frac{120}{250} = 0.48$$

Le système en double cornière vérifie la flèche.

III.7.7. Résistance au moment fléchissant :

La condition à vérifier est : $M_{ysd} \leq M_{elrd}$

$$q_{sd} = 1.35 G + 1.5 q = 1,35 \times 0.098 + 1,5 \times 0.625 = 1.07 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{1.07 \times 1.2^2}{8} = 0.193 \text{ KN.m} = 19.3 \text{ daN.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{2,13 \times 2350}{1.1} = 45,5 \text{ daN.m}$$

$$19.3 \text{ daN.m} \leq 45,5 \text{ daN.m}$$

Le système en double cornières vérifie le moment fléchissant. Nous validons notre choix de cornières 35*35*3.5.

III.7.8. Dimensionnement du limon :

On prend le cas le plus défavorable pour dimensionnement du limon de l'escalier.

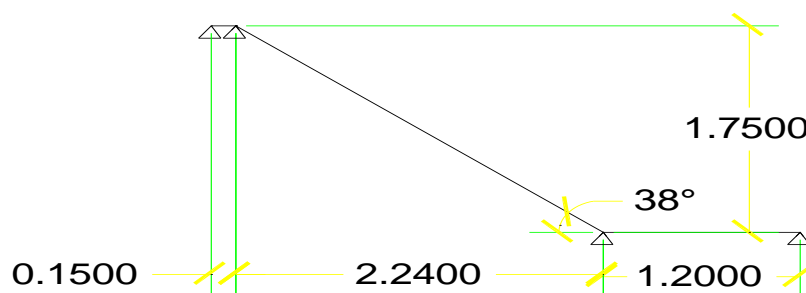


Figure III- 30: Schéma statique de l'escalier

$$\tan(\alpha) = 1,75/2,24 = 38^\circ$$

III.7.8.1. Les charges permanentes :

Tôle d'épaisseur $e = (5\text{mm}) \dots\dots\dots G_{\text{Tôle}} = 7850 \times 0.005 \times 0.25 = 9.81 \text{ daN/ml}$

Garde-corps $G_{\text{garde corp}} = 100 \text{ daN/ml}$

Cornières (35×35×3.5) $G_{\text{Cornière}} = 1.85 \times 2 = 3.7 \text{ daN/ml}$

$$G_1 = G_{\text{Tôle}} + G_{\text{Cornière}} = 13.51 \text{ daN/ml}$$

$$R_1 = 13.51 \times \frac{1.2}{2} = 8.11 \text{ daN/ml}$$

III.7.8.2. La charge d'exploitation :

Charges d'exploitation $Q = 250 \text{ daN/ml}$

$$R_2 = 250 \times \frac{1.2}{2} = 150 \text{ daN/ml}$$

$$R = R_1 + R_2 = 8.11 + 150 = 158.11 \text{ daN/ml}$$

III.7.8.3 Chargement sur limon :

$$R_{\text{uniforme}} = \frac{R \times 9}{2.84} = \frac{158.11 \times 9}{2.84} = 501.05 \text{ daN/ml}$$

$$q = 501.05 \times \cos(38^\circ) + 100 = 494.83 \text{ daN/ml}$$

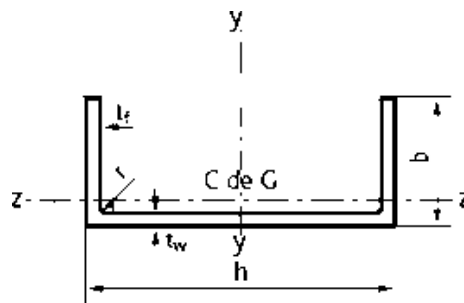
III.7.9. Détermination du profilé :

$$\delta_{\text{max}} \leq \frac{l}{300} = \frac{284}{300} = 0.947 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 \times 494.83 \times 10^{-2} \times (284)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 284} = 210.77 \text{ cm}^4$$

➤ on optera pour un **UPE 120**

➤ Soit un UPE 120 avec les caractéristiques suivantes :



➤ **Tableau 22 :** Caractéristiques géométriques de l'UPE 120

G (daN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A (cm ²)	It (cm ⁴)	Iw×10 ⁻³ (cm ⁶)
12,1	120	60	5	8	12	15,4	2,90	1,12
Iy (cm ⁴)	Wel,y (cm ³)	Wpl,y (cm ³)	iy (cm)	Avz (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Wel,z (cm ³)	Wpl,z (cm ³)	iz (cm)
364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,9

III.7.10 Vérifications à ELU :

Classe de la section transversale UPE120 : limon de classe 1

III.7.10.1. Effort tranchant :

a. Les charges permanentes :

$$g1 : \text{Réactions des charges permanentes} = \frac{8.11 \times \cos(38^\circ) \times 9}{\frac{2.24}{\cos(38^\circ)}} = 20.23 \text{ daN/ml}$$

$$g2 : \text{Poids de garde-corps} = 100 \text{ daN/ml}$$

$$g3 : \text{Poids du profile} = 12.1 \times \cos(38^\circ) = 9.53 \text{ daN/ml}$$

$$G = g1 + g2 + g3 = 129.76 \text{ daN/ml}$$

b. La charge d'exploitation :

$$q = \frac{150 \times \cos(38^\circ) \times 9}{\frac{2.24}{\cos(38^\circ)}} = 374.24 \text{ daN/ml}$$

$$Qsd = 1.35G + 1.5Q = 736.54 \text{ daN/ml}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante : $V_{ysd} < V_{plrd}$

Avec :

$$V_{plrd} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{7.16 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} V_{plrd} = 8831.36 \text{ daN/ml}$$

$$V_{ysd} = \frac{Q_{sd} \times l}{2} = \frac{736.54 \times 2.84}{2} = 1045.89 \text{ daN}$$

$$A_v, y = 1540 - 2 \times 60 \times 8 + (5 + 12) \times 8 = 716 \text{ mm}^2$$

$$V_{ysd} = 1045.89 \text{ daN} < V_{plrd} = 8831.36 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 104.89 \text{ daN} < 0.5 \times V_{plrd} = 4415.68 \text{ daN} \quad \text{Vérfiée}$$

Résultats

Les résistances vis-à-vis des efforts tranchants sont vérifiées et n'ont pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

III.7.10.2. Vérification du moment fléchissant et de la compression :

UPE120 (classe 1)

$$M_{ysd} = Q_{ysd} \times \frac{l^2}{8} = 736.54 \times \frac{2.84^2}{8} = 742.58 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = q_{limons} \times \sin(38) \times l_{limons} = 1287.82 \text{ daN}$$

$$\frac{1287.82}{0.641 \times 15.4 \times \frac{2350}{1.1}} + \frac{1.09 \times 742.58 \times 10^2}{70.3 \times \frac{2350}{1.1}} = 0.6 \leq 1$$

✓ Le limon est vérifié vis-à-vis du moment fléchissant et du flambement.

Conclusion :

On adopte pour des Cornières 35×35×3.5 pour les supports des marches et UPE 120 pour les limons.

III.7.11. Détermination des poteaux :**III.7.11.1. Calcul de la réaction sur le poteau le plus sollicité :**

$$R_1 = V_{sd} = 1045.89 \text{ daN.}$$

$$R = 2 \times R_1 = 2091,78 \text{ daN.}$$

On prend un **HEB100**

$$N_{sd} = R + \text{poids du profile} = 2127.48 \text{ daN}$$

III.7.11.2. Vérification vis-à-vis du flambement :

$$A = 26 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 4.16 \quad i_z = 2.53$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{175}{4.16} = 42.07 \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{175}{2.53} = 69.17$$

$$N_{brd} = \chi \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 31327.64 \text{ daN} > N_{sd} = 2127.48 \text{ daN}$$

Le profile vérifie la condition

Chapitre IV

Pont roulant

IV.1.Introduction :

Le pont roulant est un engin de manutention et de levage mobile circulant sur deux voies de roulement parallèles, il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour levage de la charge.

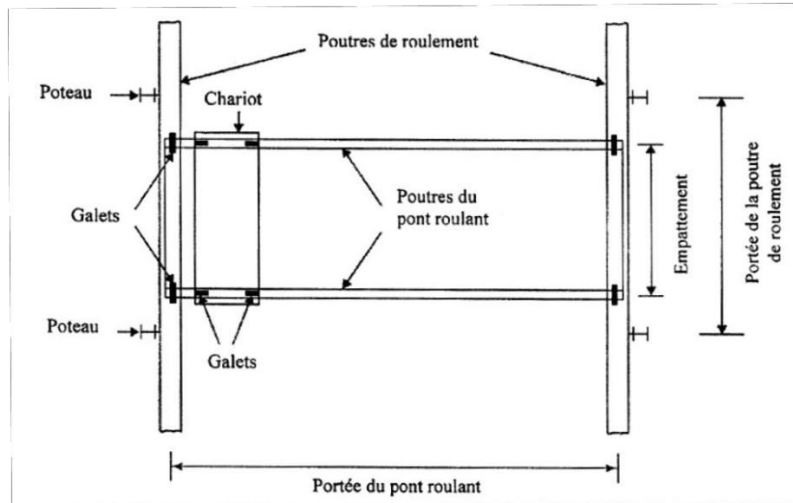


Figure IV- 1: vue en plan sur le pont roulant bipoutre

IV.2. Présentation du pont roulant :


Les caractéristiques des ponts roulants sont fournies par le constructeur, les calculs consistent donc à dimensionner et à vérifier la poutre de roulement et éventuellement la poutre de freinage, qui reprend les efforts de freinages transversaux. Pour cette étude on utilise :

Eurocode 1 ; partie 5 ; actions induites par les ponts roulants.

Eurocode 3 ; partie 6 ; chemins de roulements

Le pont roulant utilisé dans notre cas est un pont roulant bipoutre avec palan à câble type VTDB présenté par le fabricant EUROPONT-Verlinde- avec des caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV- 1: Caractéristique du pont roulant

	
Capacité N	5t
Portée (A)	13 m
Distance entre galets du sommier (K)	2,2 m
Longueur totale du sommier (L)	2.5 m
Hauteur du pont roulant (M1)	0.9 m
Poids du pont roulant (avec palan)	4.12+0,36 = 4.48 t
Q _{vmax}	35.6 kN
Q _{vmin}	1.15 kN
Longur de la poutre de roulement (L)	6 m

IV.3 .Classification du pont roulant :

Les ponts roulants sont classés selon deux critères : l'état de chargement et la condition d'utilisation.

1) Condition d'utilisation :

Ces conditions caractérisent la durée effective de fonctionnement au cours du service, dans notre cas on considère le cas d'une utilisation régulière en service intermittent : Classe B.

2) État de charge :

Ces états de charge précisent dans quelle mesure le pont est utilisé à sa charge nominale (maximale) ou à des charges réduites, dans le cas présent on a considéré un soulèvement de charges variant de zéro à la charge nominale : Classe 2 Conformément aux Règles pour le calcul des appareils de levage de la Fédération Européenne de la Manutention (FEM), le pont roulant est classé en GROUPE II.

IV.4. Poutre de roulement :

Le chemin de roulement est la structure porteuse du pont roulant, munie de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres sont parallèles et surmontées d'un rail spécial et sur lequel circulent les galets du pont roulant.

La poutre de roulement est-elle même portée par deux appuis espacés de 6m, ces appuis sont appelés les corbeaux et ils sont fixés sur les poteaux du bâtiment principal.

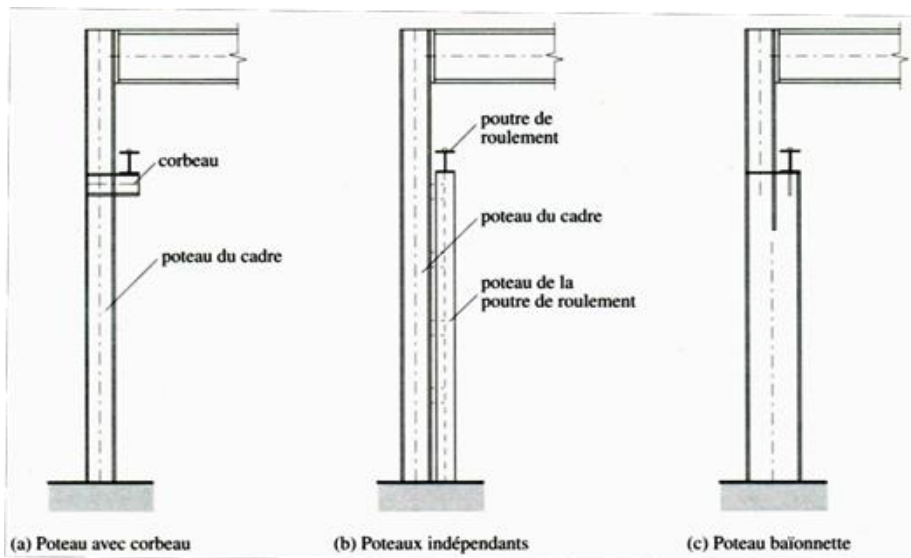


Figure IV- 2: différents supports de poutre de roulement

IV.5. Caractéristiques du rail :

Les rails des ponts roulants équipant les poutres de roulements sont généralement en fers plats (en formes cubiques chanfreinées ou non) ou alors des profilés spéciaux pour ponts roulants, Les rails utilisés pour notre pont roulant sont de la série BURBACH. Ces rails se caractérisent en particulier par une surface supérieure du champignon convexe ou bombée

Tableau IV- 2: caractéristiques du rail

Poids (Kg/ml)	H (mm)	P (mm)	B (mm)	A (mm)	P ₁ (mm)	P ₂ (mm)	P ₃ (mm)	P ₄ (mm)
22.1	55	125	45	24	54	14.5	11	8
b ₁ (mm)	b ₂ (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)	r ₃ (mm)	r ₄ (mm)	r ₅ (mm)	Ex (mm)	R (mm)
20	24	4	3	4	5	4	33	400

IV.6. Actions sur la poutre de roulement :

Les poutres de roulement pour pont roulant sont généralement considérées comme faisant partie intégrante de la structure du bâtiment. En plus du poids propre du chemin de roulement, les actions suivantes doivent être prises en considération lors du dimensionnement de la poutre de roulement :

- Actions dues au pont roulant :
 - Charge verticales Q_v transmises par les galets
 - Effet dynamique (coefficient ψ)
 - Force horizontale agissant transversalement sur la poutre de roulement Q_T
 - Force horizontale agissant dans le sens de la voie de roulement Q_L
- Autres actions (en cas de chemin de roulement à l'extérieur) :
 - Effet du vent
 - Effet de la variation de température

IV.6.1. Les réactions verticales des galets :

Les charges verticales qui sollicitent les poutres de roulement ont des valeurs qui varient selon la charge levée et selon la position du chariot sur le pont roulant. Les valeurs extrêmes des charges verticales (Q_{vmax} et Q_{vmin}) sont fournies par le constructeur du pont roulant qui, ainsi que leurs chariots, sont portés par 4 galets en acier dont 2 sont moteurs.

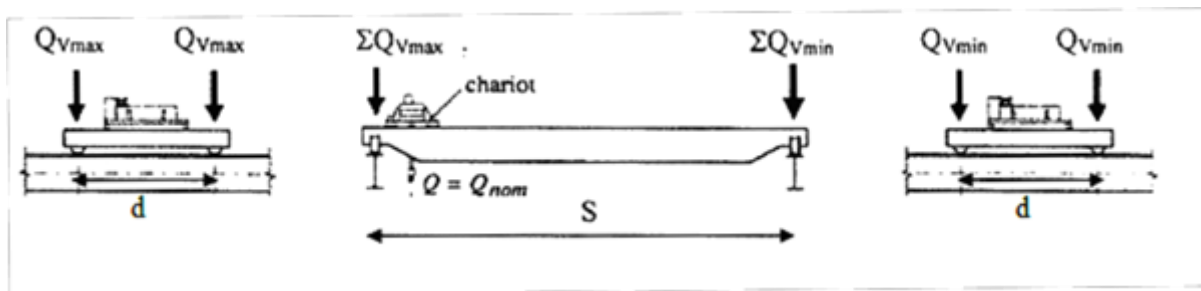


Figure IV- 3: réactions verticales des galets

Pour notre cas on a :

$$Q_{vmax} = 35.6 \text{ kN}$$

$$Q_{vmin} = 1.15 \text{ kN}$$

- Pour le chemin de roulement : $\varphi_1 = 1,15$
- Support du chemin de roulement : $\varphi_2 = 1,05$

IV.6.2. Les réactions horizontales :

IV.6.2.1. Réaction horizontale transversale :

, pour le calcul, la valeur des efforts horizontaux Q_T est admise égale à une fraction des charges verticales maximales Q_{vmax} .

$$Q_T = 1/7 Q_{vmax}$$

$$Q_{vmax} = 3560 \text{ daN} \Rightarrow Q_T = (1/7) \times 3560 = 508,57 \text{ daN}$$

IV.6.2.2. Réaction horizontale longitudinale :

On obtiendra la valeur maximale de la réaction horizontale longitudinale d'un galet moteur en multipliant la réaction verticale maximale statique de ce galet par le coefficient d'adhérence du galet sur son rail : $Q_L = c \times Q_{vmax}$; $c = 0,20$

$$Q_{vmax} = 3560 \text{ daN} \Rightarrow Q_L = 0,20 \times 3560 = 712 \text{ daN}$$

IV.7. Calcul de la poutre de roulement :

IV.7.1. Point d'application des réactions des galets :

IV.7.1.1. Réaction verticales : On supposera que les charges verticales des galets ont une excentricité horizontale δ égale au quart de la largeur du rail de roulement par rapport à l'axe vertical de l'âme

IV.7.1.2. Réactions horizontales :

Les excentricités des force QV et QT crée un couple de forces agissant en opposition dans chaque aile de la poutre de roulement. On aura ainsi :

- Sur la semelle supérieure : $H1 = QT + \frac{QV \times \delta + QT(hr + (tf/2))}{h - tf}$

- Sur la semelle inférieure : $H2 = \frac{QV \times \delta + QT(hr + (tf/2))}{h - tf}$

IV.7.2. Cas de charge à considérer pour la justification de la poutre de roulement :

Dans l'étude des actions dues à un pont roulant sur la voie de roulement, on distingue deux cas de charge :

- **Pont roulant en mouvement :** La poutre de roulement est soumise aux charges verticales avec coefficient de majoration dynamique.
- **Pont roulant au freinage :** La poutre de roulement est soumise aux charges verticales (non majorées) et aux charges horizontales. Pour ces dernières, on considère dans les calculs l'aile supérieure de la poutre uniquement étant donné que la force horizontale maximale est appliquée au niveau de la semelle supérieure. Si cette dernière n'est pas justifiée, on a l'avantage de la renforcer en soudant longitudinalement des cornières au bout des ailes, ou en créant une poutre à treillis dans le plan horizontal.

Pour les deux cas cités ci-dessus, la justification de la poutre doit être faite à l'ELU et à l'ELS.

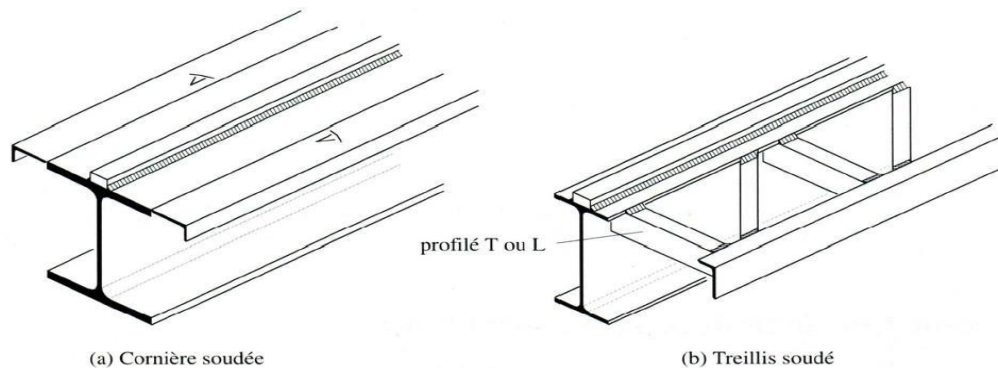


Figure IV- 4: renforcement de la poutre de roulement

IV.8. Procédures de calcul :

- Vérification du théorème de barré.
- Pré dimensionnement de la poutre de roulement.
- Vérifications :
- Vérification de la flèche.
- Vérification de l'effort tranchant.
- Vérification du moment fléchissant.
- Résistance de l'âme de la poutre de roulement aux charges transversales.

- Résistance au voilement
- Résistance à l'écrasement.
- Résistance à l'enfoncement local.

IV.9. Note de calcul :

IV.9.1. Vérification du théorème de barré :

Si $e < 0.586 * l$ \longrightarrow $M_{max} = \frac{Q}{2l} (l - \frac{e}{2})^2$

Ou $e > 0.586 \cdot l$ \longrightarrow $M_{\max} = \frac{Ql}{4}$
 $e = 2.2 \text{ m} < 0.586 \cdot l = 3.516 \text{ m}$

Le moment maximum est donné par la formule de barré suivante : $M_{\max} = \frac{Q}{2l} (l - \frac{e}{2})^2$

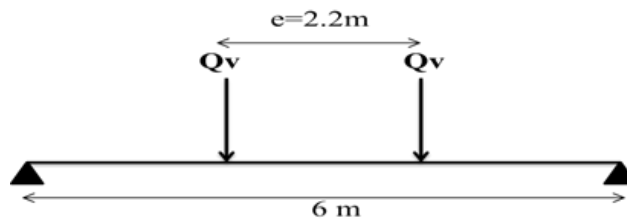


Figure IV- 5 : Schéma statique de la poutre de roulement.

IV.9.2. Pré dimensionnement de la poutre de roulement :

Le pré dimensionnement de la poutre de roulement se base sur la limitation de la flèche verticale maximale en considérant une combinaison rare des actions : $\delta_v \leq l/750$

l : étant la portée de la poutre de roulement.

Pour effectuer cette vérification on doit prendre en compte l'effet des réactions verticales avec majoration dynamique :

$Qv = 1,15 Qvmax = 1,15 \times 35,6 = 40,94 \text{ kN}$

$\frac{d}{l} = \frac{2,2}{6} = 0,367 < 0,653$

La disposition de charge la plus défavorable pour le calcul de la flèche est la suivante :

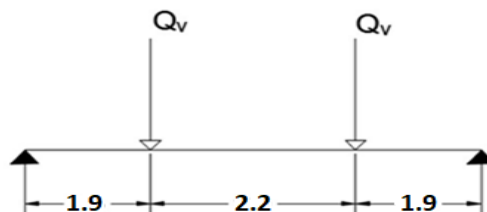


Figure IV- 6: Schéma du cas le plus défavorable de la flèche

La flèche doit donc vérifier :

$\delta = \frac{Qv \times a}{24 \times E \times Iy} (3 \times l^2 - 4 \times a^2) < \frac{l}{750}$

$Iy > \frac{Qv \times a}{24 \times E \times \frac{l}{750}} (3 \times l^2 - 4 \times a^2) \quad Iy > 19829,306 \text{ cm}^4$

On prendra un **HEB 300**

Soit un HEB 300 avec les caractéristiques suivantes :

Tableau IV- 3 : Caractéristique de HEB 300

G (daN/m)	H (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A (cm ²)	I t
117	300	300	11	19	27	149,1	188
Iy (cm ⁴)	Wel,y (cm ³)	Wpl,y (cm ³)	iy (cm)	Iz (cm ⁴)	Wel,z (cm ³)	Wpl,z (cm ³)	iz (cm)
25170	1680	1869	13	8563	571	870,1	7,58

IV.9.3. Vérification de la poutre de roulement :

IV.9.3.1. Vérification de la flèche :

La flèche dans les deux directions doit satisfaire la condition :

$$\delta_v \leq \frac{l}{750}$$

a) Premier cas (pont en mouvement) : (Qv ; G)

$$G = P_{HEB300} + P_{rail} = 117 + 22.1 = 139.1 \text{ daN/ml}$$

$$Q_v = 1.15 \times Q_{vmax} = 1.15 \times 35.6 = 40.94 \text{ KN} = 4094 \text{ daN}$$

$$\delta_v = \frac{5 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{Q_v \times a}{24 \times E \times I_y} \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2) \leq \frac{600}{750}$$

$$\delta_v = 0.618 \text{ cm} < \frac{l}{750} = 0.8 \text{ cm}$$

Vérifiée

b) Deuxième cas (pont au freinage) : (Qv ; G ; H1)

$$G = 139.1 \text{ daN/ml}$$

$$Q_v = Q_{vmax} = 35.6 \text{ KN} = 3560 \text{ daN}$$

$$H_1 = 508.57 + \frac{3560 \times \frac{4.5}{4} + 508.57 \times \left(5.5 + \frac{1.9}{2}\right)}{30 - 1.9} = 767.83 \text{ daN}$$

- Flèche verticale : (Q_v ; G) $\delta_v = 0.543 \text{ cm} < \frac{l}{750} = 0.8 \text{ cm}$
- Flèche horizontale : (H1)

$$I_f = \frac{1.9 \times 30^3}{12} = 4275 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{767.83 \times 190}{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 4275} \times (3 \times 600^2 - 4 \times 190^2) = 0.633 \text{ cm} < \frac{l}{750} = 0.8 \text{ cm}$$

Vérifiée

IV.9.3.2. Vérifications vis à vis l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

Avec :

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f.$$

(Profilé laminé en H)

a. Premier cas (pont en mouvement) : (Qv ; G)

$$V_G = \frac{G \times l}{2} = \frac{139.1 \times 6}{2} = 417.3 \text{ daN}$$

$$V_{Qv} = \frac{Q_v \times (2l - d)}{l} = \frac{4094 \times (2 \times 6 - 2.2)}{6} = 6686.8 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1.35 \times 417.3 + 1.5 \times 6686.8 = 10593.55 \text{ daN}$$

$$A_{vy} = 14910 - 2 \times 300 \times 19 + (11 + 2 \times 27) \times 19 = 4745 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd,y} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{4745 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 58526.26 \text{ daN}$$

$$V_{sd,y} \leq V_{plrd,y}$$

$$10593.55 \text{ daN} < 58526.26 \text{ daN}$$

Et

$$V_{sd,y} \leq \frac{V_{plrd,y}}{2} = 29263.13 \text{ daN}$$

Vérfiée

b. Deuxième cas (pont au repos) : (Qv; G; H1)

Sens y-y : (Qv; G)

$$V_{Qv} = \frac{Q_V \times (2l - d)}{l} = \frac{3560 \times (2 \times 6 - 2.2)}{6} = 5814.67 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1.35 \times V_G + 1.5 \times V_{Qv}$$

$$V_{sd} = 1.35 \times 417.3 + 1.5 \times 5814.67 = 9285.36 \text{ daN}$$

$$A_{Vy} = 4745 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd,y} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{4745 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 58526.26 \text{ daN}$$

$$V_{sd,y} \leq V_{plrd,y}$$

Et

$$V_{sd,y} \leq \frac{V_{plrd,y}}{2} = 29263.13 \text{ daN}$$

- Sens z-z : (H1)

$$V_{H1} = \frac{H_1 \times (2l - d)}{l} = \frac{767.83 \times (2 \times 6 - 2.2)}{6} = 1254.12 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1.5 \times V_{H1} = 1.5 \times 1254.12 = 1881.18 \text{ daN}$$

$$A_{Vz} = b t_f = 300 \times 19 = 5700 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd,z} = \frac{A_V \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{5700 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 70305.52 \text{ daN}$$

$$V_{sd,z} \leq V_{plrd,z}$$

$$V_{sd,z} \leq \frac{V_{plrd,z}}{2} = 35152.76 \text{ daN}$$

Vérfiée

L'effort tranchant est donc vérifié et n'a pas d'influence sur le moment fléchissant.

IV.9.3.3. Vérification du moment avec risque de déversement :

a. Premier cas (pont en mouvement) : (Qv ; G)

Pour ce cas de charge on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_{ysd_1}}{\chi_{LT1} \cdot W_{ely} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{ysd_2}}{\chi_{LT2} \cdot W_{ely} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

On a :

$$\frac{d}{l} = \frac{2,2}{6} = 0.367 < 0.586$$

- Détermination des moments (à $x = \frac{l}{2} - \frac{d}{4} = 2,45 \text{ m}$) :

$$M_{y,1} = 1,35 MG = 1,35 \times \frac{G \times x}{2} \times (L-x) = 816,63 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,2} = 1,5 MQv = 1,5 \times \frac{Qv}{2l} \times (1 - \frac{d}{2})^2 = 12287,12 \text{ daN.m}$$

$$M_{elrd,} = Wel \times \frac{fy}{\gamma_{M1}} = 1680 \times \frac{23,5}{1,1} = 35890,9 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0,5}} < 1$$

$$\chi_{LT1} = \frac{1}{0,789 + (0,789^2 - 0,690^2)^{0,5}} = 0,8932 < 1$$

$$\chi_{LT2} = \frac{1}{0,806 + (0,806^2 - 0,711^2)^{0,5}} = 0,8436 < 1$$

$$\frac{816,63}{0,8932 \times 35890,9} + \frac{12287,12}{0,8436 \times 35890,9} = 0,44 \leq 1$$

b. Deuxième cas (pont au freinage) : (QV; G; H1)

Pour une flexion déviée avec risque de déversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_{y,1}}{\chi_{LT1} \cdot Wel_y \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{y,2}}{\chi_{LT2} \cdot Wel_y \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z,1}}{Wel_f \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ **Détermination des moments :**

Selon y-y :

$$M_{y,1} = 816,63 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,2} = 1,5 MQv = 1,5 \times \frac{3560}{2 \times 6} \times (6 - \frac{2,2}{2})^2 = 14121,83 \text{ daN.m}$$

$$M_{elrd,} = Wel \times \frac{fy}{\gamma_{M1}} = 1680 \times \frac{23,5}{1,1} = 35890,9 \text{ daN.m}$$

Selon z-z : (l'aile supérieure uniquement)

$$M_{z,} = 1,5 MH1 = 1,5 \times \frac{H1}{2l} \times (1 - \frac{d}{2})^2 = 2292,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{elrd,z} = Wel \times \frac{fy}{\gamma_{M1}} = 285 \times \frac{23,5}{1,1} = 6088,64 \text{ daN.m}$$

$$\frac{816,63}{0,8932 \times 35890,9} + \frac{12287,12}{0,8436 \times 35890,9} + \frac{2292,2}{6088,64} = 0,84 \leq 1$$

✓ La poutre est donc vérifiée vis-à-vis du déversement.

IV.9.4. Vérification de l'âme de la poutre de roulement :

La résistance d'une âme non raidie aux charges transversales transmises à travers une semelle est gouvernée par l'un des modes de ruine suivants :

- ❖ Écrasement de l'âme à proximité immédiate et une déformation plastique de la semelle
- ❖ Enfoncement local de l'âme sous forme de voilement localisé
- ❖ Voilement de l'âme sur la plus grande partie de sa hauteur.

IV.9.4.1. Vérification de l'âme sur appui ($x = 0$)

➤ Résistance à l'écrasement ; est donnée par la formule suivante :

$$R_{y,Rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{y,w} / \gamma_{M1}$$

Avec : $S_y = (h_R + t_f) \cdot [1 - (\gamma_{M0} \times \sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]^{0,5}$

$$M_{y,1} = 0 \Rightarrow \sigma_{f,Ed} = 0$$

$$\Rightarrow S_y = (h_R + t_f) = (1,9 + 5,5) = 7,4 \text{ cm}$$

$$R_y = 7,4 \times 1,1 \times 2350 / 1,1 = 17390 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 1,5 Q_V = 1,5 \times 4094 = 6141 \text{ daN}$$

$$F_{sd} < R_{y,Rd}$$

➤ **Résistance au voilement :**

En étudiant le flambement de l'âme considérée comme un élément virtuel comprimé ayant une longueur efficace beff donnée dans le tableau 57.4 du CCM97

beff	Aw	Iw	iw	lfw	λw	$\overline{\lambda w}$
$h/2+a$	$beff \times tw$	$\frac{tw^3 \times beff}{12}$	$\left(\frac{Iw}{Aw}\right)^{0,5}$	hw	$\left(\frac{lfw}{iw}\right)$	$\frac{\lambda w \times (\beta w)^{0,5}}{93,9 \times \epsilon}$
30/2+0	15x1,1	$\frac{1,1^3 \times 15}{12}$	$\left(\frac{1,664}{16,5}\right)^{0,5}$	20,8 cm	$\left(\frac{20,8}{0,32}\right)$	$\frac{65 \times (1)^{0,5}}{93,9 \times 1}$
15 cm	16,5 cm ²	1,664 cm ⁴	0,32 cm		65	0,692

➤ D'après le tableau 55.3 du CCM97, la courbe de flambement des sections planes est la courbe C $\alpha=0,49$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,692 - 0,2) + 0,692^2] = 0,860$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0,5}} = 0,7296 < 1$$

$$Rb.Rd = 0,7296 \times 16,5 \times 1 \times \frac{2350}{1,1} = 25718,4 \text{ daN} > Fsd = 6141 \text{ daN}$$

IV.9.4.2. Vérification de l'âme (à $x = \frac{l}{2} - \frac{d}{4} = 2,45 \text{ m}$) :

Résistance à l'écrasement : $\sigma_{f.Ed} = \frac{Mysd}{W_{el,y}}$

$$Mysd = My,1 + My,2 = 816,63 + 12287,12 = 13103,75 \text{ daN.m}$$

➤ $\sigma_{f.Ed} = \frac{13103,75}{1680} = 779,99 \text{ daN/cm}^2$

➤ $S_y = 2(5,5 + 1,9) \cdot [1 - (1,1 \times 779,99 / 2350)^2]^{0,5} = 13,78 \text{ cm}$

$$R_y = 13,78 \times 1,1 \times 2350 / 1,1 = 32383 \text{ daN}$$

$$Fsd = 6141 \text{ daN} < R_y,$$

➤ **Résistance à l'enfoncement local :**

La résistance à l'enfoncement local d'une âme de section en H est déterminée par la formule :

$$Ra_{rd} = 0,5 \cdot tw^2 \cdot (E \cdot f_{y,w})^{0,5} \cdot [(t_f/t_w)^{0,5} + 3 \left(\frac{tw}{t_f}\right) \cdot \left(\frac{Ss}{d}\right)] / 1,1$$

Ss : est la longueur de l'appui rigide égale à 0 lorsque la charge est centrée

La formule de la résistance à l'enfoncement devient donc :

$$Ra_{rd} = 0,5 \times 1,1^2 \times \sqrt{2,1 \times 10^6 \times 2350} \times \frac{\sqrt{1,9}}{1,1} = 20779,3 \text{ daN.}$$

$$Fsd = 6141 < Ra_{rd} = 20779,3 \text{ daN} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement concentriques et mobiles.

Suivant le calcul fait, on peut dire que le profilé choisit HEB 300 remplit toutes les conditions posées par le règlement CCM 97 et résiste aux différentes charges roulantes verticales, et les charges horizontales.

Donc on l'adoptera comme poutre de roulement pour notre pont roulant

Chapitre V

Plancher

Collaborant

V.1.Introduction :

Un élément est défini comme mixte s'il associe deux matériaux de nature et de propriétés différentes. L'association de béton et l'acier pour but de :

- résister aux efforts de compression pour le béton.
- résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants pour l'acier
- Augmentation de la résistance au feu et la rigidité pour protégé contre le phénomène d'instabilité.

La solidarisation des deux matériaux est liée avec des <<connecteurs goujons>>, fixés sur l'élément métallique pour empêcher le glissement pouvant se produire le long de l'interface acier-béton.

V.2. Procédure de calcul :

- 1) Pré-dimensionnement de la dalle en béton armé.
- 2) Descente des charges.
- 3) Pré-dimensionnement des solives.
- 4) Calcul des caractéristiques du plancher
- 5) Vérifications :
 - Vérification à l'ELS de la flèche,
 - Vérification à l'ELU de l'effort tranchant maximum,
 - Vérification de la poutre mixte au moment fléchissant,
- 6) Ferrailage de la dalle en béton armé.
- 7) Calcul des connecteurs.

V.3. Pré dimensionnement de la dalle en béton :

Selon l'eurocode 4 l'épaisseur de la dalle mixte doit être $h_c \geq 80$ mm. L'épaisseur de béton doit être $h_{c1} \geq 40$ mm. En prenant la disposition des solives donnée à la Figure XII-1; on

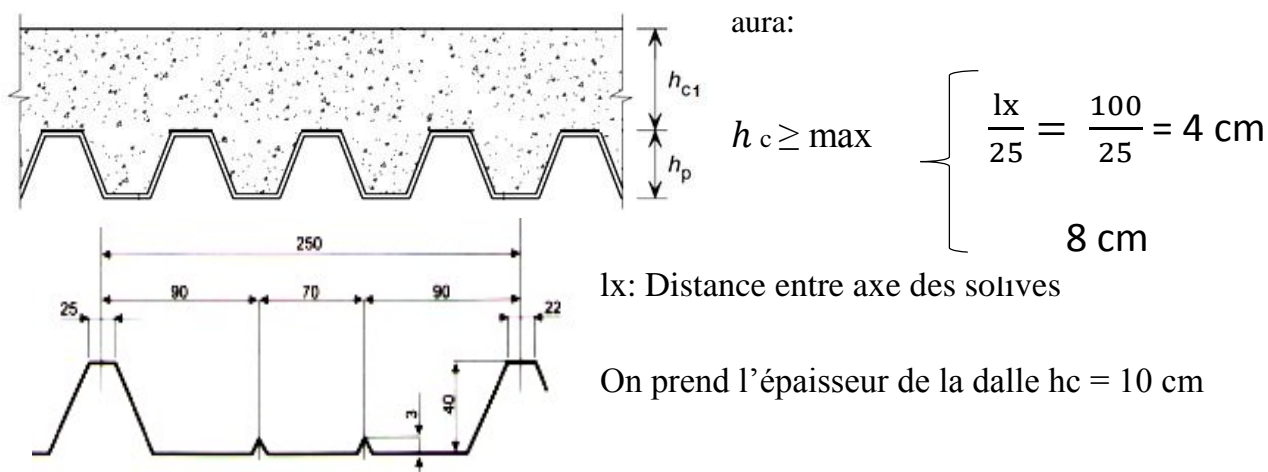
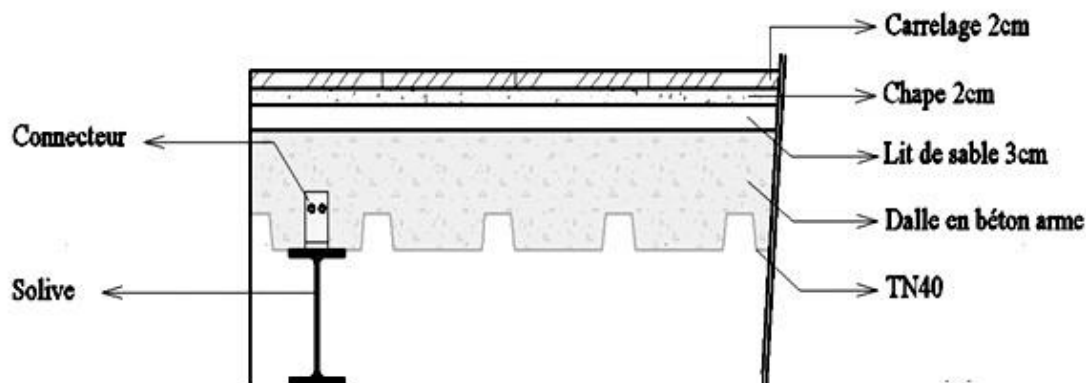


Figure V- 1: dimensions de la tôle TN40

V.3. Descente de charge:

V.3.1. Plancher terrasse:

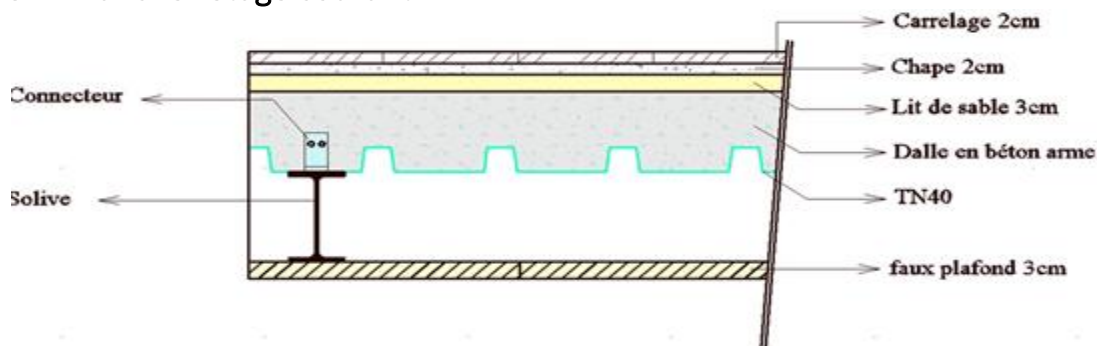


- Dalle en béton : $2500 \times 0,1 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Lit de sable : $1700 \times 0,03 = 51 \text{ daN/m}^2$
- Chape : $2000 \times 0,02 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Carrelage : $2200 \times 0,02 = 44 \text{ daN/m}^2$
- Cloison de répartition : 100 daN/m^2
- Charpente métallique : 40 daN/m^2
- Tôle nervurée TN40 (10 mm) : $9,81 \text{ daN/m}^2$

$$G = 534,81 \text{ daN/m}^2$$

Selon DTR, Charge d'exploitation pour un plancher à usage de bureaux $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

V.3.2. Plancher étage courant



- Dalle en béton armé $0,1 \times 2500 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Charpente métallique (solive, connecteurs, assemblages). 40 daN/m^2
- Lit de sable $0,03 \times 1700 \text{ daN/m}^3 = 51 \text{ daN/m}^2$
- Chape $0,02 \text{ m} \times 200 \text{ daN/m}^3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Carrelage graniteau $0,02 \text{ m} \times 2200 \text{ daN/m}^3 = 44 \text{ daN/m}^2$
- Cloisons 100 daN/m^2
- Faux plafond 10 daN/m^2
- TN40 $9,81 \text{ daN/m}^2$

$$G = 544,81 \text{ daN/m}^2 \rightarrow G = 496 \times 1 = \mathbf{544,81 \text{ daN/ml}}$$

V.4. Pré dimensionnement des solives :

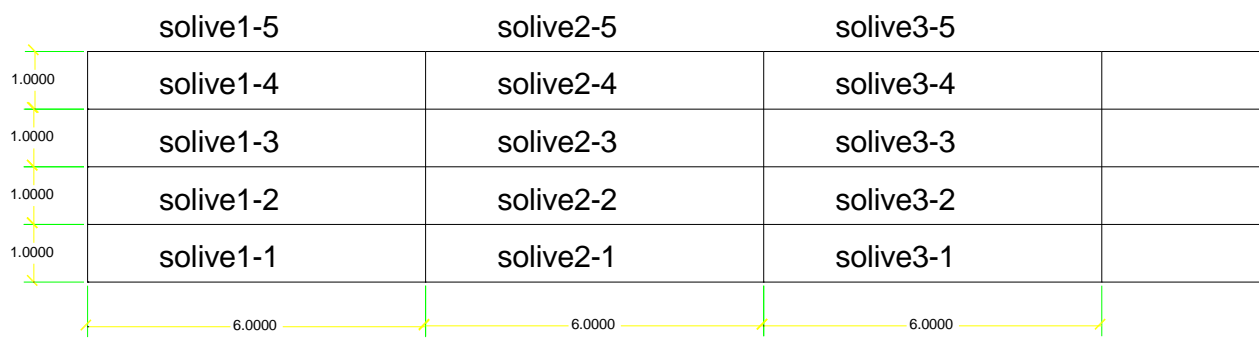


Figure V- 2: disposition des solives

Le principe du pré dimensionnement de la solive se base sur la limitation de la flèche. En supposant que la poutre sera étayée en cours de construction, il faut vérifier :

La flèche due aux charges variables : On prend $I_m = 3 I_a$:

$$\delta_2 = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_m} \leq \frac{l}{350} \quad \frac{5 \times 250 \times 600^4 \times 10^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3I_a} \leq \frac{600}{350} \Rightarrow I_a = 390,63 \text{ cm}^4$$

➤ La flèche due aux charges permanentes et aux charges variables :

$$G+Q = (544,81+250) \times 1 = 794,81 \text{ daN/m}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times (Q + G) \times l^4}{384 \times E \times I_m} \leq \frac{l}{250} \quad \frac{5 \times 794,81 \times 600^4 \times 10^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3I_a} \leq \frac{600}{250} \Rightarrow I_a = 865,1 \text{ cm}^4$$

Il conviendra donc de prendre un IPE 160 offrant un moment d’inertie $I_a=869 \text{ cm}^4$

m(daN/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	Aa (cm ²)	Ia (cm ⁴)
15,8	160	82	5,0	7,4	9	20,1	869

V.5. Calcul des Caractéristiques du plancher :

V.5.1. Largeur participante beff :

EC4 Art 4. 2. 2. 1

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2i_0}{8} \quad \text{avec } i_0 : \text{Langueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \quad \text{b: Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 600}{8} = 375 \text{ cm} \\ 100 \text{ cm} \end{array} \right. \quad b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

V.5.2. Aire de la section homogénéisée A_m :

Pour calculer l’aire de la section homogénéisée A_m il faut d’abord trouver le coefficient d’équivalence (acier-béton) η_{el} tel que :

$$\eta_{el} = \frac{E_a}{E_{cr}} = \frac{E_a}{\frac{E_{cm}}{2}} \quad \eta_{el} = 210 / (30.5/2) = 13.77 \text{ kN/mm}^2$$

L’aire de la section homogénéisée A_m est donnée par la formule suivante :

$$A_m = A_a + \frac{A_c}{\eta_{el}} = 78.20 \text{ cm}^2$$

$$A_a (\text{Aire de la section du profilé}) : A_a = 20.1 \text{ cm}^2$$

$$A_c (\text{Aire de la section de béton}) : A_c = b_{eff} \times h_c = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

V.5.3. Axe neutre élastique :

$$\frac{A_a \times h_a}{2} = \frac{20.1 \times 16}{2} = 160.8 \text{ cm}^3$$

$$\frac{A_c \times h_c}{2 \times \eta_{el}} = \frac{1000 \times 10}{2 \times 13.77} = 263,11 \text{ cm}^3$$

La position de l'axe neutre élastique est donnée par l'égalité :

$$\frac{Z \times b_{eff}}{\eta_{el}} \times \frac{Z}{2} = A_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c - Z \right)$$

$$\frac{Z \times 100}{13.77} \times \frac{Z}{2} = 20.1 \times \left(\frac{16}{2} + 10 - Z \right)$$

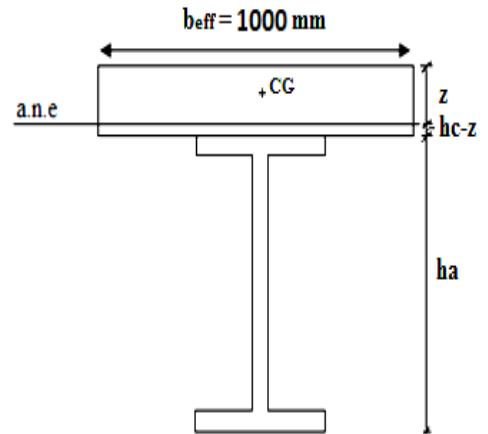
$$7.26 \times Z^2 + 20.1 \times Z - 321.6 = 0$$

→ $Z = 7.04 \text{ cm}$ À partir de la fibre supérieure

L'inertie de la section homogénéisée :

$$I_m = I_a + A_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c - Z \right)^2 + \frac{1}{\eta_{el}} \times \left(I'_c + A_c' \times \left(\frac{Z}{2} \right)^2 \right)$$

Figure V 3 ; La position de l'axe neutre élastique



$$I'_c = \frac{b_{eff} \times Z^3}{12} = \frac{100 \times 7.04^3}{12} = 2907.61 \text{ cm}^4$$

$$A_c' = b_{eff} \times Z = 100 \times 7.04 = 704 \text{ cm}^2$$

$$I_m = 869 + 20.1 \times \left(\frac{16}{2} + 10 - 7.04 \right)^2 + \frac{1}{13.77} \times \left(2907.61 + 704 \times \left(\frac{7.04}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_m = 3327.28 \text{ cm}^4$$

V.5.4. Axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.90 \text{ daN}$$

$$F_c = \frac{b_{eff} \times h_c \times (0.85 \times f_{ck})}{\gamma_c} = \frac{100 \times 10 \times (0.85 \times 250)}{1.5} = 141666.67 \text{ daN}$$

$$F_c > F_a$$

→ Axe neutre dans la dalle.

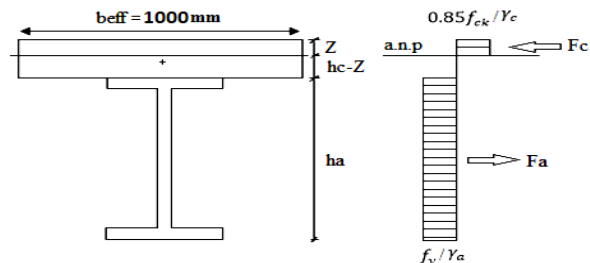


Figure V- 4 ; La position de l'axe neutre plastique :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times (0.85 \times f_{ck}) / \gamma_c} \leq h_c \quad Z = \frac{42940.90}{100 \times (0.85 \times 250) / 1.5} = 3.03 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

V.6. Vérification

V.6.1. Vérification de la flèche :

$$\delta_2 = \frac{5 \times 250 \times 600^4 \times 10^{-2}}{348 \times 2.1 \times 10^6 \times 3327.28} = 0.60 \text{ cm} < \frac{600}{350} = 1.71 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 794,81 \times 600^4 \times 10^{-2}}{348 \times 2.1 \times 10^6 \times 3327.28} = 1.91 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

La section est donc vérifiée vis-à-vis de la flèche.

V.6.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 1.35V_G + 1.5V_Q$$

$$V_G = \frac{544,81 \times 1 \times 6}{2} = 1634,43 \text{ daN} \quad V_Q = \frac{250 \times 1 \times 6}{2} = 750 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1.35 \times 1634,43 + 1.5 \times 750 = 3331,48 \text{ daN}$$

$$V_{plrd} = \frac{966.6 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 11922.34 \text{ daN}$$

$$A_V = 2010 - 2 \times 82 \times 7.4 + (5 + 2 \times 9) \times 7.4 = 966.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad 3331,48 \text{ daN} < 11922.34 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3331,48 \text{ daN} < \frac{V_{plrd}}{2} = 5961.17 \text{ daN}$$

L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment Fléchissant.

V.6.3. Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = \frac{544,81 \times 1 \times 6^2}{8} = 2451,645 \text{ daN.m} \quad M_Q = \frac{250 \times 1 \times 6^2}{8} = 1125 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1.35 \times 2451,645 + 1.5 \times 1125 = 4997,22 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 7078,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

Vérifiée

Conclusion :

On adopte l'**IPE 160** comme profiler pour les solives du plancher mixte.

V.7. Ferrailage de la dalle en béton :**V.7.1. Descente de charge :**

- Dalle en béton ($f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$) : $2500 \times 0.1 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Lit de sable : $1700 \times 0.03 = 51 \text{ daN/m}^2$
- Chape : $2000 \times 0.02 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Carrelage : $2200 \times 0.02 = 44 \text{ daN/m}^2$
- Cloison de répartition : 100 daN/m^2

$$G = 485 \text{ daN/m}^2$$

Charge d'exploitation pour un plancher à usage de bureaux : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

V.7. 2.Méthode de calcul

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{6} = 0.167 < 0.4$$

→La dalle porte selon un seul sens.

On considère le cas d'une dalle continue portante sur un seul sens, et on applique la méthode forfaitaire donnée dans le paragraphe §B.6.2.21 et l'annexe E.1 du BAEL 91 révisé 99.

V.7.2.1. *Domaine d'application de la méthode :*

La méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- ✓ Charge d'exploitation au plus égale à 2G ou 500 daN/m² ;
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

V.7.2.2. *Principe de la méthode :*

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

V.7.3. *Vérification des conditions d'application de la méthode :*

La dalle est considérée comme une poutre de 1 m de largeur, et pour une bande de 1m

$$G = 485 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

- ✓ $Q = 250 \text{ daN/m}^2 < \begin{cases} 2 \times G = 2 \times 485 = 970 \text{ daN/m}^2 \\ 500 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$
- ✓ $0.8 < \frac{1}{1} = 1 < 1.2$
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- ✓ la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.
- ✓ **Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.**

V.7.4. *Calcul des moments selon la méthode forfaitaire :*

$$q_{sd} = 1.35G + 1.5Q = 962.25 \text{ daN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0.365$$

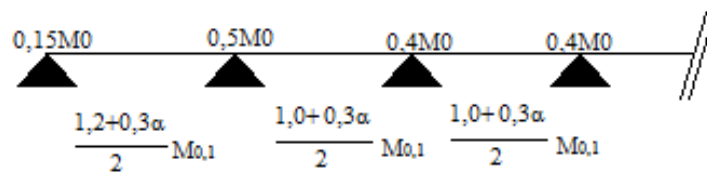


Figure V- 5 : moments selon la méthode forfaitaire

Condition à respecter pour les moments en travées :

$$M_T + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

On a:

Pour une travée de rive : $M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.365}{2} = 0.65$

Pour une travée intermédiaire : $M_T \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.365}{2} = 0.55$

Pour une travée de rive : Moment en travée $M_T \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.1M_0 - \frac{M_g + M_d}{2} \\ 0.65M_0 \end{array} \right.$

Pour une travée intermédiaire : Moment en travée $M_T \geq \max \begin{cases} 1.1M_0 - \frac{M_g+M_d}{2} \\ 0.55M_0 \end{cases}$

Tableau V- 1 : calcul le moment en appui et le moment en travée

	Travée de rive	Travée adjacente de la travée de rive	Travée intermédiaire
$q_{sd} (daN/ml)$	962.25	962.25	962.25
$l (m)$	1	1	1
Moment statique $\frac{ql^2}{8} (daN.m)$	120.28	120.28	120.28
Moment sur appui gauche (daN.m)	18.042	60.14	48.11
Moment sur appui droite (daN.m)	60.14	48.11	48.11
Moment sur travée $M_T (daN.m)$	$\max \begin{cases} 114.27 \\ 78.18 \end{cases}$	$\max \begin{cases} 78.18 \\ 66.15 \end{cases}$	$\max \begin{cases} 84.20 \\ 66.15 \end{cases}$
	114.27	78.18	84.20

V.7.5. Calcul de l'effort tranchant par la méthode forfaitaire :

Pour une poutre à plusieurs travées :

Tableau V- 2 : l'effort tranchant

	Travée de rive	Travée adjacente de la travée de rive	Travée intermédiaire
$q_{sd} (daN/ml)$	962.25	962.25	962.25
$l (m)$	1	1	1
Efforts tranchant statique $\frac{ql}{2} (daN)$	481.13	481.13	481.13
Efforts tranchant sur appui gauche (daN)	481.13	529.24	481.13
Efforts tranchant sur appui droite (daN)	529.24	481.13	481.13

V.7.6. Ferrailage de la dalle en béton :

L'espacement maximal entre les armatures longitudinales est estimé selon l'article A.7.2.4.2 du CBA93 à :

$$S_{tx} \leq \min(3h; 33cm) = \min(3 \times 10; 33cm) = 30cm \quad \text{on prend } S_{tx} = 30cm$$

$$S_{ty} \leq \min(4h; 40cm) = \min(4 \times 10; 40cm) = 40cm \quad \text{on prend } S_{ty} = 40cm$$

V.7.6.1. Armatures longitudinales :

	M_u (daN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{ux} (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{CNF} (cm ²)	A_{uy} (cm ²)
Travée de rive	M_g	18.042	0.0022	0.0028	0.0569	0.09		
	M_d	60.14	0.0074	0.0093	0.0568	0.3044		
	M_T	114.27	0.014	0.018	0.0566	0.5804		
Travée adjacente	M_g	60.14	0.0074	0.0093	0.0568	0.3044		
	M_d	48.11	0.0060	0.0075	0.0568	0.2435	0.9056	0.69
	M_T	78.18	0.0097	0.012	0.0567	0.3964		0.45
Travée intermédiaire	M_g	48.11	0.0060	0.0075	0.0568	0.2435		
	M_d	48.11	0.0060	0.0075	0.0568	0.2435		
	M_T	48.20	0.010	0.013	0.0567	0.4269		

V.7.6.2. Armatures transversales :

Selon l'article A5.2.2 du CBA si la contrainte tangentielle dans le béton vérifie la condition suivante, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires :

$$\tau_u < 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$\tau_u = \frac{V_{sd}}{b \times d}$$

$$V_{sd} = 5961.17 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{5961.17}{1 \times 0.057} = 104581,19 \text{ daN/m}^2 \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times 25 \times 10^5}{1.5} = 116666.67 \text{ daN/m}^2$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas besoin d'armatures transversales.

Conclusion

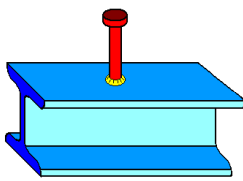
Nous allons donc prendre 4 barres de T6 par bande de 1m pour les aciers de répartition.

$$A_{adopté} = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

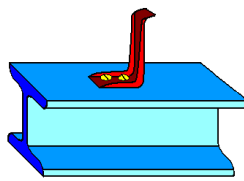
V.8. Calcul des connecteurs :

Pour optimiser la dalle et les poutres, il est intéressant d'assurer une connexion entre ces deux éléments. On assurera cette mixité par des connecteurs qui assurent la collaboration entre les profilés en acier et le béton.

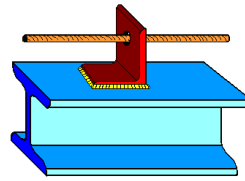
On distingue plusieurs types des connecteurs :



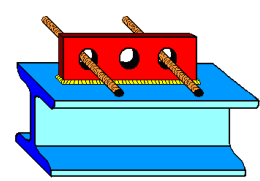
(a) : Goujon à tête



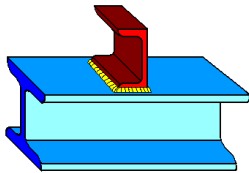
(b) : Équerre clouée



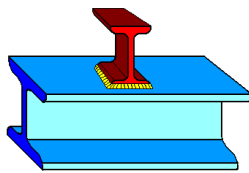
(c) : Cornière soudée



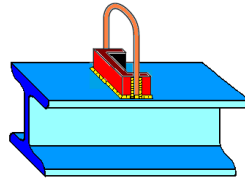
(d) : Plaque perforée



(e) : Connecteur en U



(f) : Connecteur en I



(g) : Butées

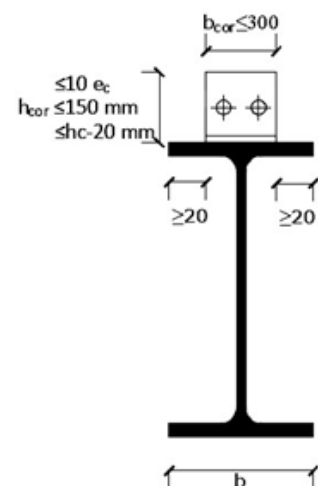
Les connecteurs en cornières et à tête sont ductiles mais ce dernier et devient souple lorsque ils travaillent en groupe. La ductilité présente une capacité de déformation suffisante en glissement par contre aux connecteurs avec un comportement très rigide comme les plaques perforées.

Le problème de soudure des connecteurs sur chantier ont amené les chercheurs à concevoir le type des goujons à tête mais le problème c'est qu'ils nécessitent un équipement léger pour leur fixation et très coûteux.

Dans le cas des connecteurs en cornières, pour s'opposer au soulèvement de la dalle lorsque la poutre fléchit, une armature filante doit traverser l'aile de la cornière ; son diamètre minimal \varnothing est fonction de la résistance du connecteur.

On a utilisé des connecteurs en cornières. Pour dimensionner les cornières, des dispositions constructives concernant la connexion doivent être prises en compte à savoir :

- L'enrobage d'un connecteur doit avoir au moins 20 mm d'épaisseur.
- Une distance minimale de 20mm entre le bord d'un connecteur et le bord de la semelle de la poutre (b_b) sur laquelle il est soudé.
- Une hauteur h de l'aile verticale d'une cornière doit être limitée à 10 fois l'épaisseur et à 150mm ainsi qu'une longueur limitée à 300mm.



V.8.1. Dimensionnement des cornières :

Les dimensions des connecteurs dépendent des dimensions de la solive ainsi que de celles de la dalle en béton armé,

Nous rappelons donc : $h_c = 10 \text{ cm}$

m(daN/ml)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)
15,8	160	82	5,0	7,4	9

Enrobage minimal pour les connecteurs c=20 mm

$$h_{\text{cornière}} \leq Hc - c = 100 - 20 = 80 \text{ mm}$$

$$b_{\text{cornière}} \leq b - 2 \times c = 82 - 2 \times 20 = 42 \text{ mm}$$

On prendra :

$$h_{\text{cornière}} = 40 \text{ mm}$$

$$b_{\text{cornière}} = 40 \text{ mm}$$

Nous allons prendre une cornière **40x40x4** d'une longueur de **42 mm**.

V.8.2. Résistance de la cornière :

La Résistance de calcul au cisaillement longitudinal d'un connecteur en cornière est donnée par :

$$P_{Rd} = 10 \times b \times h^{3/4} \times f_{ck}^{2/3} / \gamma_v$$

$\gamma_v = 1,25$: Coefficient partiel de sécurité à l'ELU.

$$P_{Rd} = 10 \times 40 \times 40^{3/4} \times 25^{2/3} / 1,25 = 43516,60 \text{ N}$$

$$P_{Rd} = 43516,60 \text{ N}$$

V.8.3. Effort de cisaillement longitudinal :

Pour le cas des poutres pour lesquelles on utilise le calcul plastique, et dans l'hypothèse d'une connexion complète, l'effort de cisaillement longitudinal de calcul V_l est donné par :

$$V_L = \min \left\{ \begin{array}{l} F_C = \frac{0,8 \times f_{ck} \times b_{eff}}{\gamma_a} = 124666,67 \text{ N} \\ F_A = \frac{A_A \times f_y}{\gamma_a} = 42940,90 \text{ N} \end{array} \right. \quad V_L = 42940,90 \text{ N}$$

V.8.4. Nombre de connecteur et écartement :

$$n = \frac{V_L}{P_{Rd}} = \frac{42940,90}{43516,60} = 9,86 \rightarrow \text{On prend } 10 \text{ connecteurs}$$

$$10 \text{ connecteurs} \longrightarrow 9 \text{ espacements}$$

Pour l'écartement longitudinal des connecteurs, Il convient de ne pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle, ni 800 mm

$$e \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 800 \text{ mm} \\ 6hc = 6 \times 100 = 600 \text{ mm} \end{array} \right. \quad e \leq 600 \text{ mm}$$

$$e = \frac{l/2}{7} = \frac{6000/2}{7} = 428,57 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

En prend $e=430\text{mm}$

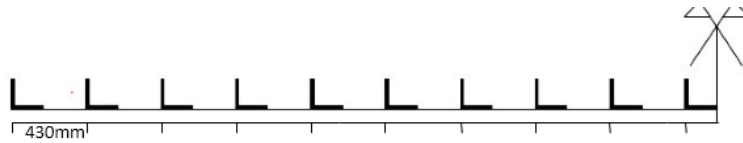


Figure V- 6: distribution des connecteurs

V.8.5. Dimensionnement des armatures de non soulèvement :

Il convient de dimensionner les armatures utilisées pour s'opposer au soulèvement de sorte que la résistance de ces armatures est au moins égale à 10% de la résistance de calcul de la cornière PRd :

$$\frac{Ae \times fsk}{\gamma_s} \geq 0,1 PRd$$

Avec :

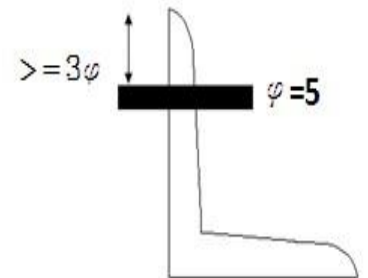
Ae : L'aire de section transversale de barre : $\frac{\pi\phi^2}{4}$

fsk : La limite élastique caractéristique des armatures (400Mpa)

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour une armature (1,5)

$$\phi \geq \sqrt{\frac{0,1 PRd \times \gamma_s \times 4}{fsk \times \pi}} \quad \phi \geq 4,58 \text{ mm}$$

➤ On prend une barre d'armature de 5 mm

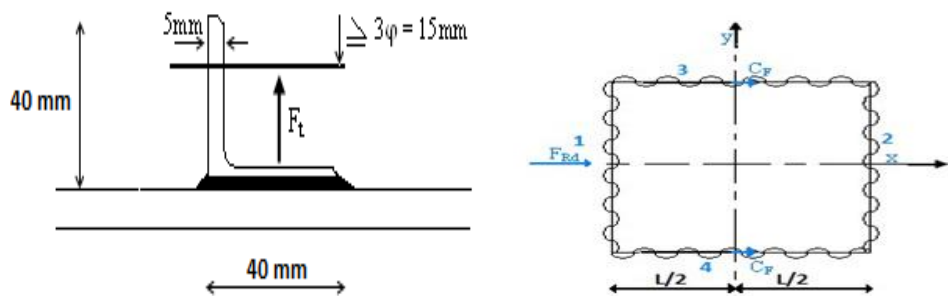


fixation des connecteurs

V.8.6. Vérification de la soudure des connecteurs

Il suffit de vérifier que les soudures fixant les connecteurs sur la semelle supérieure de la poutre métallique sont capables de résister à l'effort de cisaillement et au moment de renversement provoqué par une force qui est égale à **1,2.PRd** appliquée à **h/4** du plan de joint.

- Les cordons de soudures (1) et (2) reprennent la flexion.
- Les cordons de soudures (3) et (4) reprennent l'effort tranchant.



$$Fsd = 1,2 Prd = 1,2 \times 4351,99 = 5221,99 \text{ daN}$$

$$Msd = Fsd \times \frac{h}{4} = 1,2 \times Prd \times \frac{h}{4} = 1,2 \times 4351,660 \times \frac{4}{4} = 5221,99 \text{ daN.cm}$$

Effet de Fsd :

$$C_N = \frac{Fsd}{2al} = \frac{652,75}{a} \text{ daN/cm}^2$$

Effet de Msd :

$$C_M = \frac{Msd \times l/2}{2ad \times (\frac{l}{2})^2} = \frac{Msd}{adl}$$

$$C_M = \frac{Msd}{adl} = \frac{5221,99}{a \times 4,2 \times 4,0} = \frac{310,83}{a} \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{//} = C_N = \frac{652,75}{a} \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \tau_{\perp} = \frac{C_M}{\sqrt{2}} = \frac{219,97}{a} \text{ daN/cm}^2$$

➤ **Vérification :**

On vérifie que :

$$1) \sqrt{\sigma^2 + 3 \times (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW}}$$

$$2) \sigma \leq \frac{f_u}{\gamma_{MW}}$$

Formule enveloppe
$$\frac{F_{sd}}{2 \times L} \leq \frac{f_u \times a}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}$$

Avec $F_{sd} = 1,2 \times P_{Rd}$
Acier Fe 360

→ Facteur de corrélation approprié : $\beta_w = 0,8$

→ Coefficient partiel de sécurité : $\gamma_{MW} = 1,25$

→ La résistance à la traction : $f_u = 3600 \text{ daN/cm}^2$ ($t < 40 \text{ mm}$)

$$\rightarrow a \geq \frac{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW} \times 1,2 P_{Rd}}{2 \times L \times f_u} \rightarrow a \geq \frac{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25 \times 1,2 \times 4351,99}{2 \times 4 \times 3600} = 0,31 \text{ cm}$$

a = 4 mm

Les cordons de soudures (3) et (4) :

$$\frac{1}{a} \sqrt{3 \times 652,75^2} \leq \frac{3600}{0,8 \times 1,25} = 3600 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow a \geq 0,31 \text{ cm}$$

Les cordons de soudures (1) et (2) :

$$\frac{1}{a} \sqrt{4 \times 219,97^2} \leq \frac{3600}{0,8 \times 1,25} = 3600 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow a \geq 0,122 \text{ cm}$$

$$\sigma \leq \frac{f_u}{\gamma_{MW}} \rightarrow \frac{219,97}{a} \leq \frac{3600}{1,25} = 28820 \text{ daN/cm}^2$$

a ≥ 0,076 cm

On prend pour tous les cordons de soudures la même épaisseur

a = 5 mm

V.8.7. Conclusion :

Notre plancher sera constitué d'IPE 160 comme solives et d'une dalle de 10 cm d'épaisseur ; les connecteurs seront répartis le long des solives soudées avec une épaisseur de 5 mm.

Chapitre VI

Étude des

Portiques

VI.1.Introduction :

Le portique est le système porteur du bâtiment, Cette ossature a pour fonction, première de supporter les charges et les actions agissantes sur le bâtiment et de les transmettre aux fondations. La justification des éléments composant le portique (poteau, traverse, poutre) se fait sous les combinaisons de charges les plus défavorables auxquelles ces éléments pourraient être soumis pendant toutes leur durée d'exploitation. Les efforts dans les barres sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul (RDM 6). Les sollicitations obtenues dans ce chapitre servent aussi à la vérification des assemblages ainsi qu'au calcul de l'infrastructure.

VI.2. Note de calcul :

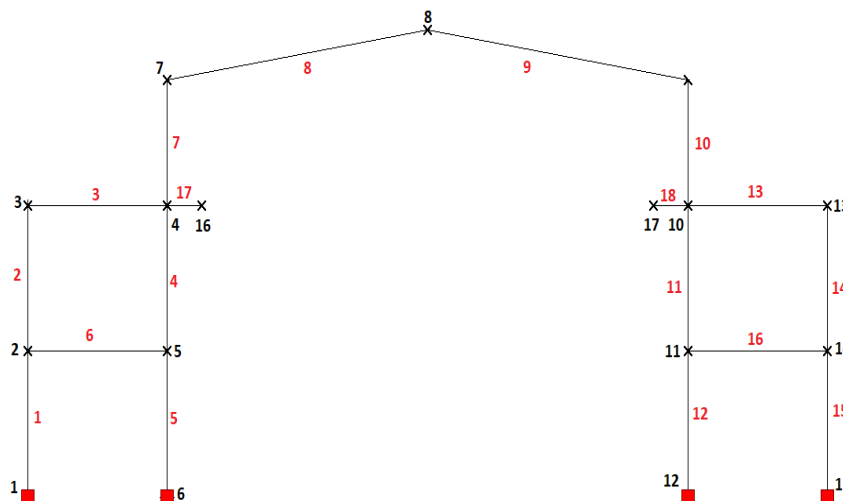


Figure VI- 1: Schéma du bloc.

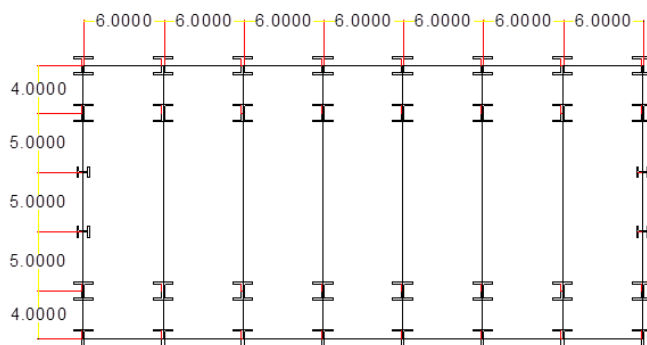


Figure VI- 2: Plan d'implantatic Unité (m)

VI.3. Les éléments constituant le portique (pignon) :

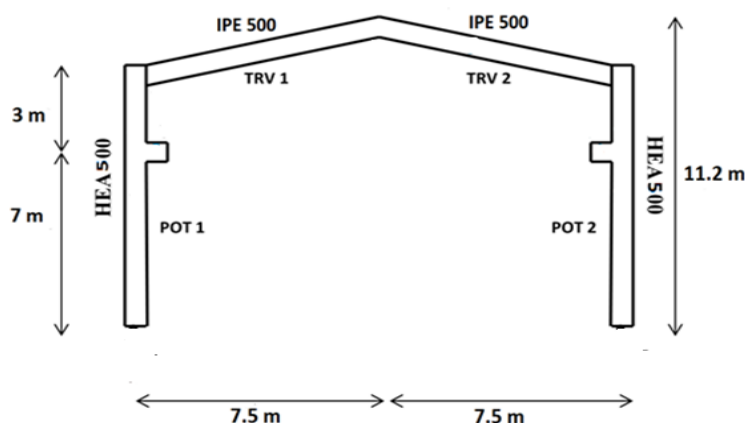


Figure VI- 3: Les composants de la partie

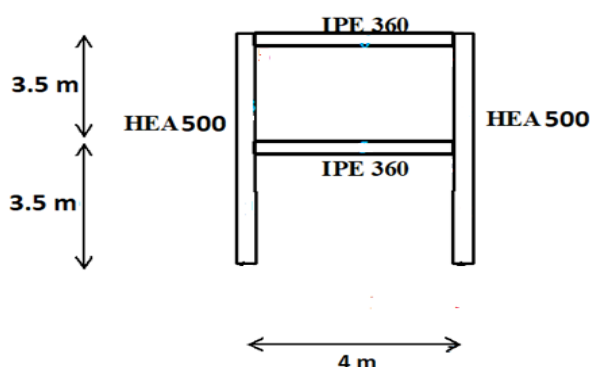


Figure VI- 4: Les composants des extrémités du portique (long pan)

VI.4. Présentation des éléments qui constituent le portique.

- Les traverses : **IPE500**
- Les poteaux et les consoles qui supportent le chemin de roulement : **HEA500**
- Les poutres du plancher : **IPE 360**

Caractéristiques de l’IPE500:

$h = 500 \text{ mm}$; $b = 200 \text{ mm}$; $t_w = 10,2 \text{ mm}$; $t_f = 16 \text{ mm}$; $r = 21 \text{ mm}$; $g = 90,7 \text{ daN/ml}$;
 $A = 116 \text{ cm}^2$; $I_y = 48200 \text{ cm}^4$; $I_z = 2142 \text{ cm}^4$; $I_t = 89 \text{ cm}^4$; $i_y = 20,4 \text{ cm}$; $i_z = 4,31 \text{ cm}$;
 $W_{el,y} = 1930 \text{ cm}^3$; $W_{pl,y} = 2194 \text{ cm}^3$.

Tableau VI- 1 :Caractéristiques de l’IPE360:

P(kg/ml)	h(mm)	b(mm)	t _w	t _f (mm)	r(mm)	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)
75.1	360	170	8	12.7	18	72.2	16265.6	4043.2	14.35	3.79	1019.1	191.1

Tableau VI- 2 : Caractéristiques de l'HEA500:

P (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A (cm ²)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	iy (cm)	It (cm ⁴)	iz (cm)	Wply (cm ³)	Wplz (cm ³)
187	500	300	14.5	28	27	238.6	107180	1262	21,2	605	7,27	4815	1059

VI.4.1. Les différentes sollicitations :

G : poids propre

V₁ : La charge due au vent perpendiculaire au pignon.

V₂ : La charge due au vent perpendiculaire au long pan.

S_i : La charge de la neige sous le vent.

Q_i : La charge due au pont roulant.

Q_p : charges d'exploitation sur le plancher.

Q_T : charges d'exploitation sur toiture inaccessible.

VI.4.2. Calcul de poids propre (G) :

Tableau VI- 3: Valeur du poids propre

	Les éléments	Poids	Cas de charge
Charge répartie (daN :ml)	Les pannes	$g(\text{pannes}) = \frac{\text{nbr de pannes} \times G \text{ panne} \times b}{L}$ $g = \frac{(7 \times 2) \times 12.9 \times 6}{42} = 25.8$	Charge répartie = 207.76 daN/ml
	Les traverses	$g(\text{traverses}) = 90.7$	
	Couverture	$g(\text{couverture}) = G \text{ couverture} \times b$ $g = 15.21 \times 6 = 91.26$	
Charge concentrée(daN)	Les lisses	$g(\text{lisses}) = \text{nbr de lisses} \times G \text{ lisse} \times b$ $g = 4 \times 9.82 \times 6 = 235.68$	Charge concentrée = 2099.84 daN/ml
	Les poteaux	$g(\text{poteau}) = G \text{ poteau} \times h_p$ $g = 155 \times 10 = 1550$	
	Bardages	$g(\text{bardage}) = G \text{ bardage} \times (h_p - 2) \times b$ $g = 13.09 \times (10 - 2) \times 3 = 314.16$	
Charge concent	Chemin de roulement	$g = G \text{ profilé} \times b$ $g = 117 \times 6 = 702$	Charge concentrée = 702 daN/ml

Remarque : Une majoration des différentes charges sera adoptée pour chacun d'eux pour les différents cas de combinaison.

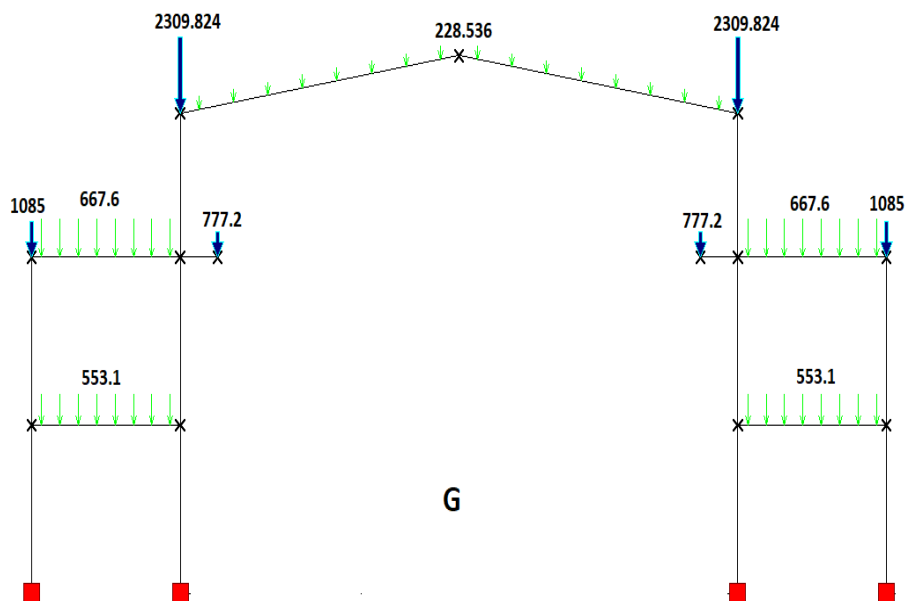


Figure VI- 5 : portique chargé avec le poids propre de la structure.

VI.4.3. Action climatique (Surcharge du vent) :

Les cas les plus défavorables d’après le chapitre « Étude climatique » sont :

Calcul de l’action de vent sous (V_1) :

Tableau VI- 4: Valeur de q_w sous V_1

Zone	$S(m^2)$	C_{pe}	$W_e(N/m^2)$	$W_i(N/m^2)$	$q_w(daN/ml)$	
H_1	68.36	-0.66	-522.225	-136.807	-173.44	-219.38
I_1	22.79	-0.56	-443.1	-136.807	-45.94	
A	4.44	-1.11	-878.29	-136.807	-109.74	-334.02
B	13.56	-0.8	-633	-136.807	-224.28	
I_2	24	-0.3	-220.5	-136.807	-50.2158	
A	10.36	-1	-791.25	-136.807	-96.858	-321.137
B	31.64	-0.8	-633	-136.807	-224.279	

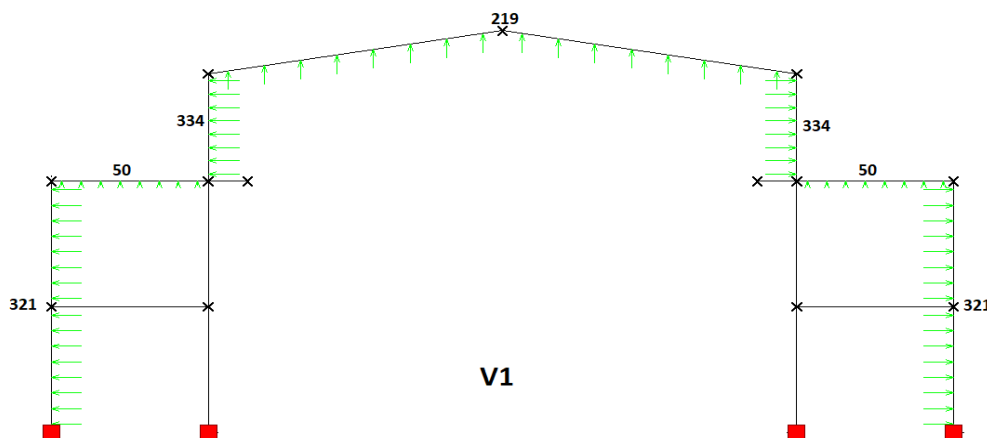


Figure VI- 6: Valeur de q_w sous V_1

Calcul de l'action de vent sous (V_2)

Tableau VI- 5: Valeur de q_w sous V_2

Zone	$S(m^2)$	C_{pe}	$W_e(N/m^2)$	$W_i(N/m^2)$	$q_w^+(daN/ml)$	$q_w^-(daN/ml)$
F_1	5.89	0.082	64.8825	-163.393	59.35	-283.59
		-1.585	-1254.13			
G_1	7.72	0.082	64.8825	-163.393	77.614	-245.75
		-1.12	-886.2			
H_1	31.96	0.082	64.8825	-163.393	136.97	-128.42
		-0.477	-377.43			
I_1	13.61	0.118	93.37	-163.393	154.06	-264.67
		-0.764	-604.515			
I_1	31.96	0	0	-163.393	98.036	-147.89
		-0.518	-409.87			
D	18	0.8	633	-163.393	477.84	-
E	18	-0.3	-237.375	-163.393	-	-44.39
F_2	0.7	-2.5	-1837.5	-163.393	-	-83.71
G_2	7.7	-1.29	-948.15	-163.393	-	-431.62
H_2	15.6	-0.7	-514.5	-163.393	-	-210.66
I_2	24	0.2	158.25	-163.393	192.986	-
		-0.2	-158.25			
D	42	0.8	633	-163.393	477.84	-
E	42	-0.3	-237.375	-163.393	-	-44.39

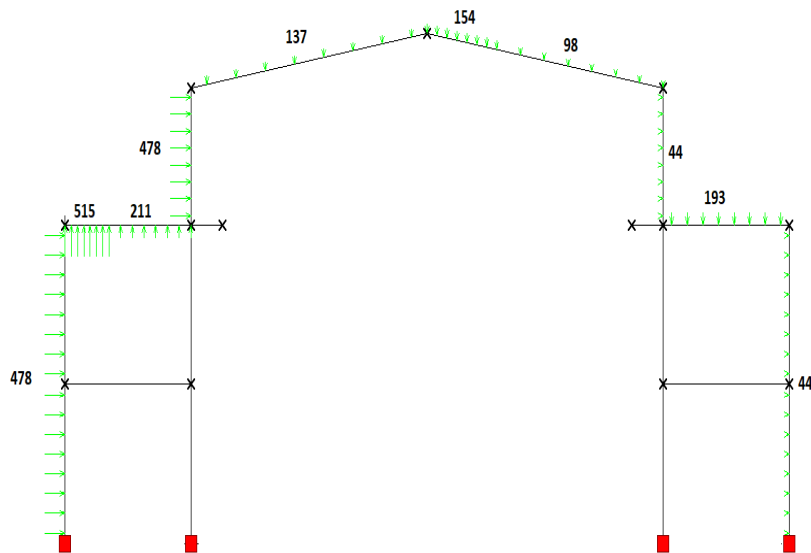


Figure VI- 7: Valeur de q_w (cas de charge 1)

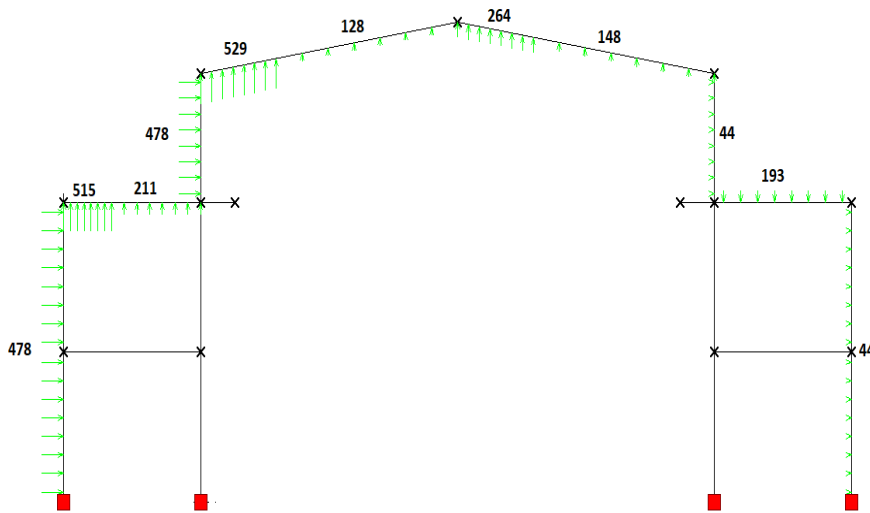


Figure VI- 8: Valeur de q_w (cas de charge 2)

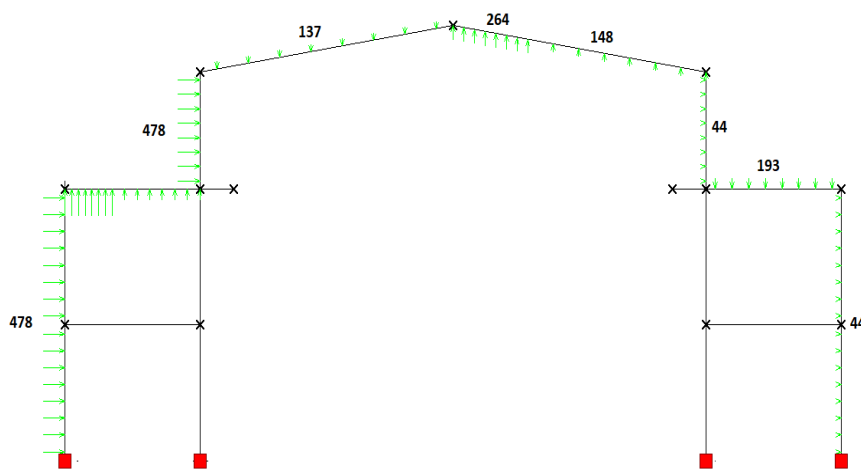


Figure VI- 9: Valeur de q_w (cas de charge 3)

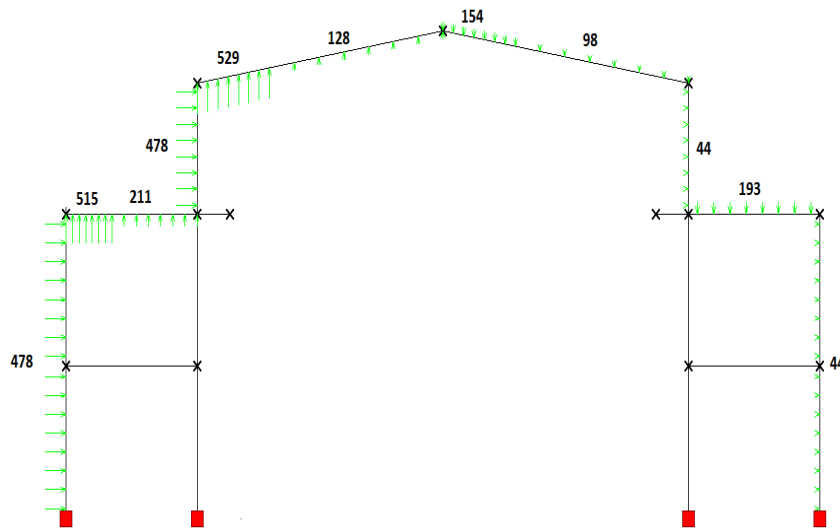


Figure VI- 10 : Valeur de q_w (cas de charge 4)

VI.4.4. Action climatique (Surcharge de la neige) :

Les cas les plus défavorables d’après le chapitre « Étude climatique » sont :

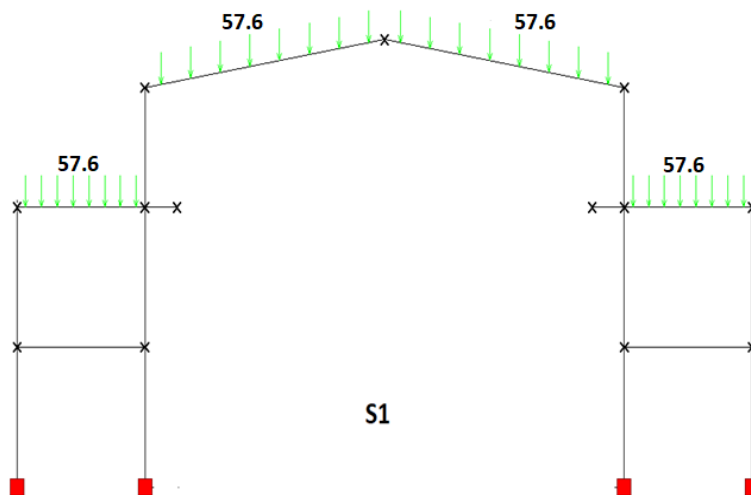


Figure VI- 11: Valeur de q_w sous S_1

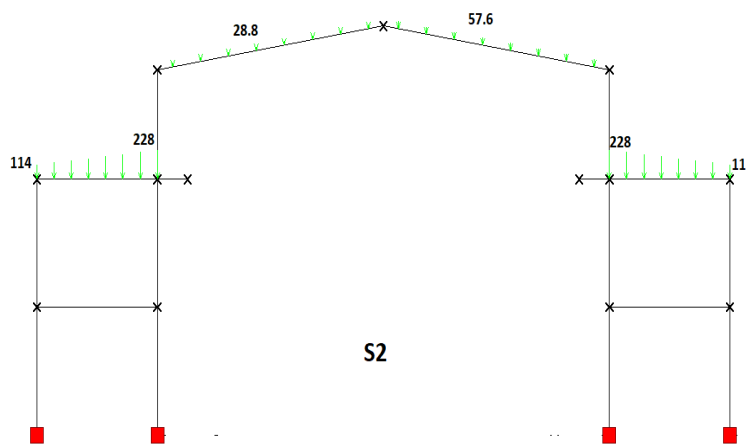


Figure VI- 12 : Valeur de q_w sous S_2

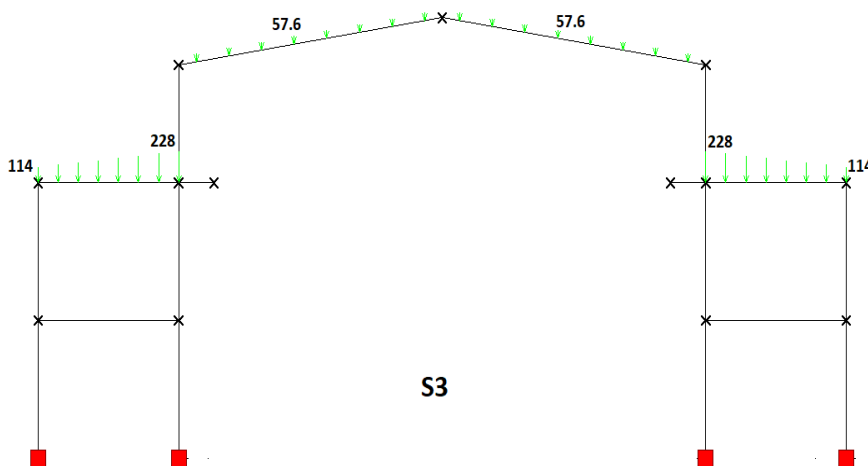


Figure VI- 13: Valeur de q_w sous S_3

VI.4.5. Surcharge du pont roulant :

Pour les charges du pont roulant on a 10 cas, par symétrie nous obtiendrons 5 cas :

- Pour un pont roulant en mouvement :

$$R_{max} = \frac{1.05 \times QV_{max} \times (2L - e)}{L} = \frac{1.05 \times 3560 \times (2 \times 6 - 2.2)}{6} = 6105.4 \text{ daN}$$

$$R_{min} = \frac{1.05 \times QV_{min} \times (2L - e)}{L} = \frac{1.05 \times 115 \times (2 \times 6 - 2.2)}{6} = 197.225 \text{ daN}$$

$$R_M = \frac{R_{max} + R_{min}}{2} = 3151.3125 \text{ daN}$$

- Pour un pont roulant en repos :

$$R'_{max} = \frac{QV_{max} \times (2L - e)}{L} = \frac{3560 \times (2 \times 6 - 2.2)}{6} = 5814.67 \text{ daN}$$

$$R'_{min} = \frac{QV_{min} \times (2L - e)}{L} = \frac{115 \times (2 \times 6 - 2.2)}{6} = 187.833 \text{ daN}$$

$$R'_M = \frac{R'_{max} + R'_{min}}{2} = 3001.252 \text{ daN}$$

$$R'_{Freinage} = \frac{1}{7} \times QV_{max} \times (2L - e) = \frac{1}{7} \times 3560 \times (2 \times 6 - 2.2) = 830.67 \text{ daN}$$

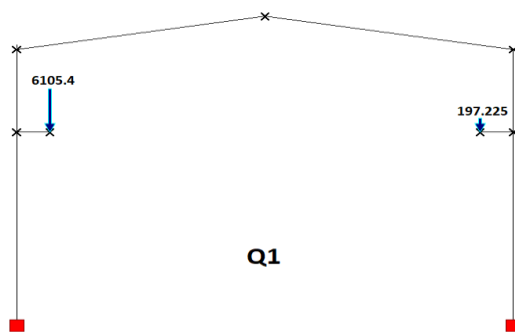


Figure VI- 14 : Surcharge du pont roulant Pour un pont roulant en mouvement Q1 :

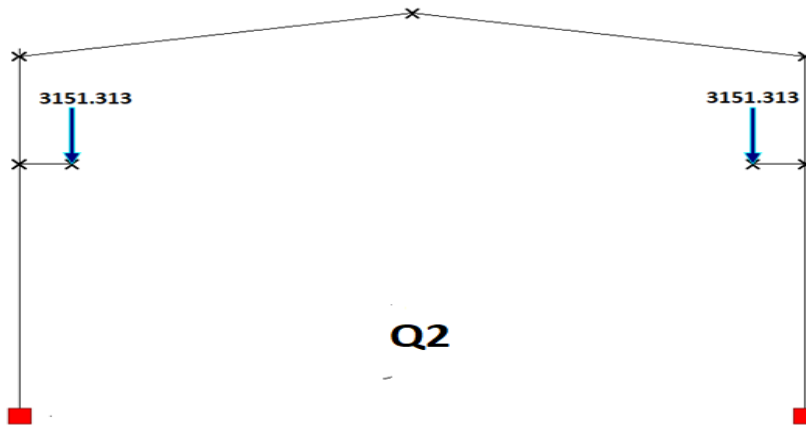


Figure VI- 15: Surcharge du pont roulant Pour un pont roulant en mouvement Q2 :

- Pour un pont roulant en repos :

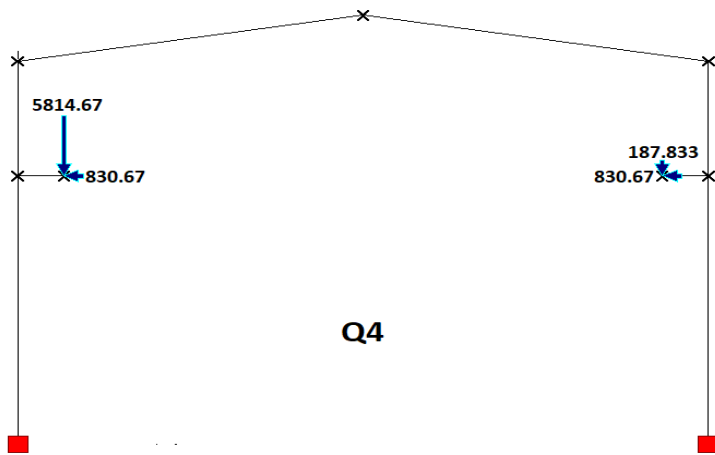


Figure VI- 16: Surcharge du pont roulant Pour un pont roulant en repos Q4

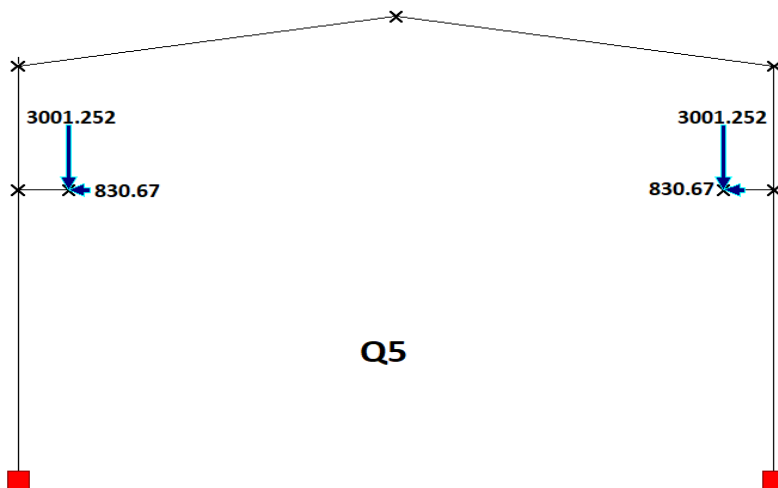


Figure VI- 17: Surcharge du pont roulant Pour un pont roulant en repos Q5

VI.4.6. Charges d'exploitation

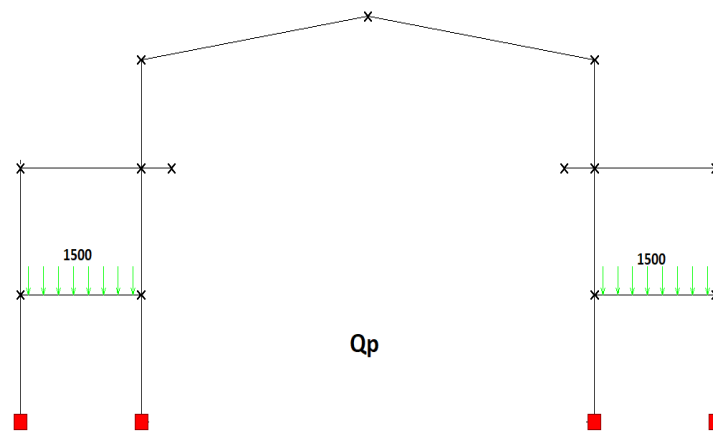


Figure VI- 18: Valeur charge d'exploitation planchée étage

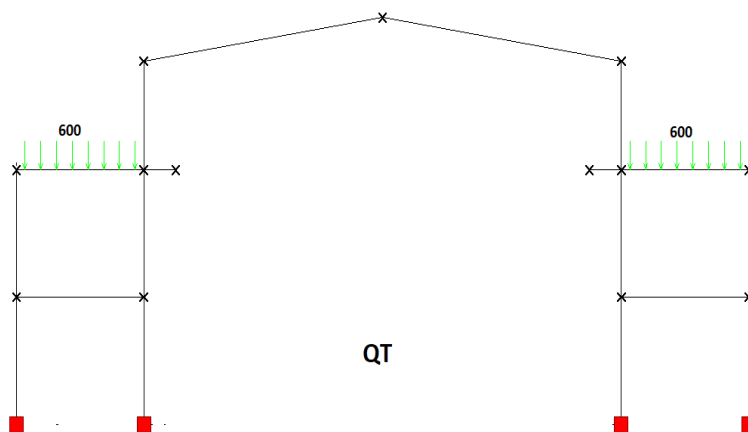


Figure VI- 19 : Valeur charge d'exploitation toiture inaccessible

VI.5. Détermination des efforts internes dans les différents éléments.

VI.5.1. Tableaux des efforts internes.

Les tableaux suivants récapitulent les valeurs des efforts internes de chaque nœud donné par logiciel « rdm6 ».

M : c'est le moment fléchissant aux nœuds en « daN .m »

N : c'est l'effort normal aux nœuds en « daN »

V : c'est l'effort tranchant aux nœuds en « daN »

Tableau VI- 6 : le moment fléchissant aux nœuds en « daN .m »

M(daN.m)									
Barre	Nœuds	G	V1	V21	V22	V23	V24	S1	S2
1	1	1632.9	1228.9	-4486.0	-6467.6	-5546.2	-5407.3	352.3	238.5
	2	-538,7	-472,4	400.0	703.7	426.0	677.8	-35.3	14.0
2	2	826.8	-428.6	-1061.8	-1629.4	-1543.1	-1148.1	124.3	133.9
	3	-1278.1	430.9	1383.7	2071.7	1875.6	1579.8	-196.3	-291.7
3	3	-1278.1	430.9	1383.7	2071.7	1875.6	1579.8	-196.3	-291.7
	4	-495.1	-363.1	-692.1	-1261.9	-1177.2	-776.9	36.7	-136.3
4	4	949.9	549.0	-1005.6	-2959.7	-1613.3	-2352.0	272.1	25.9
	5	-164.5	554.8	469.6	1387.4	999.1	858.0	-149.8	-73.3
5	5	-212.1	606.9	-967.0	-952.3	-949.1	-970.2	12.0	41.0
	6	-1259,7	-758.8	3923.2	5780.1	4965.3	4738.0	-342.9	-259.3
6	2	1365.5	43.8	-1461.8	-2333.2	-1969.1	-1825.9	159.6	120.0
	5	47.7	-52.1	1436.6	2339.7	1948.1	1828.2	-161.9	-114.3

Tableau VI- 6 : l'effort normal aux nœuds en « daN »

V(daN)									
Barre	Nœuds	G	V1	V21	V22	V23	V24	S1	S2
1	1	620.5	1047.8	-2232.5	-2885.5	-2542.8	-2575.1	110.8	64.2
	2	620.5	-75.7	-559.5	-1212.5	-869.8	-902.1	110.8	64.2
2	2	601.4	316.2	-1535.2	-1894.0	-1813.3	-1615.9	91.6	121.6
	3	601.4	-807,3	137.8	-221.0	-140.3	57.1	91.6	121.6
3	3	-1530.9	298.5	1292.1	1606.5	1536.3	1362.3	-173.5	-342.9
	4	1139.5	98.5	22.5	336.9	266.7	92.7	56.9	341.1
4	4	318.4	-1.7	-421.5	-1242.0	-746.4	-917.1	120.6	28.3
	5	318.4	-1.7	-421.5	-1242.0	-746.4	-917.1	120.6	28.3
5	5	299.3	390.2	-1397.2	-1923.5	-1689.8	-1630.9	101.4	85.8
	6	299.3	390.2	-1397.2	-1923.5	-1689.8	-1630.9	101.4	85.8
6	2	-1435.7	-24.0	724.6	1168.2	979.3	913.5	-80.4	-58.6
	5	776.7	-24	724.6	1168.2	979.3	913.5	-80.4	-58.6
7	4	919.8	-809.0	-283.7	-1463.0	-886.7	-860.0	212.2	150.0
	7	919.8	-1811.0	1150.3	-29.0	547.3	574.0	212.2	150.0
8	7	-1568.7	1356.4	-724,5	2045.6	-259.7	1580.9	-398.5	-239.7
	8	145.3	-286,1	303.0	198.7	767.8	-266.0	33.5	-23.7
9	8	-145.3	286.1	-60.4	207.9	594.9	-447.4	-33,5	-71.0
	9	1568.7	-1356.4	798.4	-1158.6	-771.7	411.4	398.5	361.0
10	9	-919.8	1811.0	-1150.3	29.0	-547.3	-574.0	-212.2	-150.0
	10	-919,8	809.0	-1282.3	-103.0	-679.3	-706.0	-212.2	-150.0
11	10	-318.4	1.7	-582.2	187.2	-101.5	-293.4	-120.6	-44.7
	11	-318.4	1.7	-582.2	187.2	-101.5	-293.4	-120.6	-44.7
12	11	-299.3	-390.2	-771.4	-232.4	-517.5	-486.3	-101.4	-81.7
	12	-299.3	-390.2	-771.4	-232.4	-517.5	-486.3	-101.4	-81.7
13	10	-1139.5	-98.5	1150.3	791.7	1044.9	897.1	-56.9	-355,7
	13	1530.9	-298.5	378.3	19.7	272.9	125.1	173.5	328.3
14	13	-601.4	807.3	-700.2	-290.2	-577.8	-412.5	-91.6	-105.3
	14	-601.4	-316.2	-854.2	-444.2	-731.8	-566.5	-91.6	-105.3
15	14	-620.5	75.7	-664.9	-24.7	-315.9	-373.7	-110.8	-68.2
	15	-620.5	-1047.8	-818.9	-178.7	-469.9	-527.7	-110.8	-68.2
16	14	1435.7	24.0	667.7	209.4	459.4	417.7	80.4	53.7
	11	-776.7	24.0	667.7	209.4	459.4	417.7	80.4	53.7
17	4	-777.2	0	0	0	0	0	0	0
	16	-777.2	0	0	0	0	0	0	0
18	10	777.2	0	0	0	0	0	0	0
	17	777.2	0	0	0	0	0	0	0

S3	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Qp	QT
325.8	309.3	494.0	-1164.3	1753.4	1929.3	558.2	-128.8
-9.1	-935.1	-410.9	-835.3	-945.8	-446.5	-1056.6	134.9
146.0	-1077.3	-295.8	-1654.4	-397.7	346.7	875.9	109.0
-312.6	720.6	135.1	1327.7	44.8	-512.8	-73.0	-665.7
-312.6	720.6	135.1	1327.7	44.8	-512.8	-73.0	-665.7
-124.7	-1110.0	-303.5	-1677.7	-436.6	331.5	-2.4	-800.2
143.5	3172.6	1564.4	2106.7	3936.4	2404.7	-72.8	-667.6
-111.0	106.8	-134.5	824.4	-621.0	-850.8	817.5	220.4
40.8	53.3	19.9	81.5	20.1	-11.8	-1072.2	164.3
-337.5	29.8	-343.2	1452.4	-1395.7	-1750.9	483.9	13.9
155.1	-142.3	115.1	-819.1	548.1	793.2	1932.5	-26.0
-151.8	53.4	-154.4	742.9	-641.1	-839.0	1889.7	56.2
-268.3	1822.8	1283.5	2030.2	1441.7	928.1	70.4	-132.6
-879.6	735.9	196.7	995.2	406.6	-107.0	20.1	-35.4
-879.6	735.9	196.7	995.2	406.6	-107.0	20.1	-35.4
516.5	-238.1	-238.1	-226.7	-226.7	-226.7	0	3.5
516.5	-238.1	-238.1	-226.7	-226.7	-226.7	0	3.5
-879.6	-342.6	196.7	-620.6	-32.0	481.6	20.1	-35.4
-879.6	-342.6	196.7	-620.6	-32.0	481.6	20.1	-35.4
-268.3	744.2	1283.5	414.5	1003.0	1516.6	70.4	-132.6
-143.5	43.9	-1564.4	-873.0	956.6	-575.1	72.8	667.6
111.0	375.8	134.5	1080.5	-364.8	-594.6	-817.5	-220.4
-40.8	13.6	-19.9	43.6	-17.8	-49.7	1072.2	-164.3
337.5	716.1	343.2	2106.1	-742.0	-1097.2	-483.9	-13.9
-124.7	503.1	-303.5	1099.7	-141.4	-909.6	-2.4	-800.2
-312.6	-450.4	135.1	-1070.4	212.5	770.1	-73.0	-665.7
-312.6	-450.4	135.1	-1070.4	212.5	770.1	-73.0	-665.7
146.0	485.7	-295.8	1091.0	-165.8	-910.1	875.9	109.0
-9.1	113.3	-410.9	52.7	163.1	-336.1	-1056.6	134.9
325.8	678.7	494.0	2105.2	-812.5	-988.4	558.2	-128.8
155.1	372.4	115.1	1038.3	-328.9	-574.0	1932.5	-26.0
-151.8	-362.2	-154.4	-1036.9	347.0	544.9	1889.7	56.2
0	-6105.4	-3151.3	-5814.7	-5814.7	-3001.3	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	197.2	3151.3	187.8	187.8	3001.3	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau VI- 7 : l'effort normal aux nœuds en « daN »

N(daN)									
Barre	Nœuds	G	V1	V21	V22	V23	V24	S1	S2
1	1	-4051.6	274.5	2016.7	2774.7	2515.6	2275.8	-253.8	-401.4
	2	-4051.6	274.5	2016.7	2774.7	2515.6	2275.8	-253.8	-401.4
2	2	-2615.9	298.5	1292.1	1606.5	1536.3	1362.3	-173.5	-342.9
	3	-2615.9	298.5	1292.1	1606.5	1536.3	1362.3	-173.5	-342.9
3	3	-601.4	807.3	-137.8	221	140.3	-57.1	-91.6	-121.6
	4	-601.4	807.3	-137.8	221	140.3	-57.1	-91.6	-121.6
4	4	-5962.3	1564.9	-940.2	1739.4	-617.3	1416.5	-494.4	-607.8
	5	-5962,3	1564.9	-940.2	1739.4	-617.3	1416.5	-494.4	-607.8
5	5	-6739.0	1588.8	-1664.8	571.2	-1596.6	502.9	-414.1	-549.3
	6	-6739.0	1588.8	-1664.8	571.2	-1596.6	502.9	-414.1	-549,3
6	2	-19.1	391.8	-975.7	-681.5	-943.4	-713.8	-19.2	57.5
	5	-19.1	391.8	-975.7	-681.5	-943.4	-713.8	-19.2	57.5
7	4	-4045.6	1663.4	-917.7	2076.3	-350.6	1509.1	-437.5	-266.7
	7	-4045.6	1663.4	-917.7	2076.3	-350.6	1509.1	-437.5	-266.7
8	7	-1182.5	2051.0	-1280.9	356.7	-595.9	-328.3	-278.6	-190.2
	8	-908.2	1788.2	-1116.5	61.2	-431.5	-623.8	-209.5	-155.6
9	8	-908.2	1788.2	-1155.3	-3.9	-649.5	-509.7	-209.5	-140.5
	9	-1182.5	2051.0	-1292.7	214.7	-430.8	-647.1	-278.6	-209.6
10	9	-4045.6	1663.4	-992.6	1178	693.9	-508.5	-437.5	-389.5
	10	-4045.6	1663.4	-992.6	1178	693.9	-508.5	-437.5	-389.5
11	10	-5962.3	1564.9	157.7	1969.7	1738.8	388.6	-494.4	-745.2
	11	-5962.3	1564.9	157.7	1969.7	1738.8	388.6	-494.4	-745.2
12	11	-6739.0	1588.8	825.4	2179.1	2198.3	806.2	-414.1	-691.5
	12	-6739.0	1588.8	825.4	2179.1	2198.3	806.2	-414.1	-691.5
13	10	-601.4	807.3	-700.2	-290.2	-577.8	-412.5	-91.6	-105.3
	13	-601,4	807.3	-700.2	-290.2	-577.8	-412.5	-91.6	-105.3
14	13	-2615.9	298.5	-378.3	-19.7	-272.9	-125.1	-173.5	-328.3
	14	-2615.9	298.5	-378.3	-19.7	-272.9	-125.1	-173.5	-328.3
15	14	-4051.6	274.5	-1046.0	-229.1	-732.4	-542.7	-253.8	-382.0
	15	-4051.6	274.5	-1046.0	-229.1	-732.4	-542.7	-253.8	-382.0
16	14	-19.1	391.8	189.2	419.6	416	192.9	-19.2	37.1
	11	-19.1	391.8	189.2	419.6	416	192.9	-19.2	37.1
17	4	0	0	0	0	0	0	0	0
	16	0	0	0	0	0	0	0	0
18	10	0	0	0	0	0	0	0	0
	17	0	0	0	0	0	0	0	0

S3	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Qp	QT
-427.7	506.6	42.3	1141.8	-176.9	-619.1	-3028.4	-1145.8
-427.7	506.6	42.3	1141.8	-176.9	-619.1	-3028.4	-1145.8
-351.0	457.6	109.6	751.4	120.3	-211.1	-17.7	-1166.4
-351.0	457.6	109.6	751.4	120.3	-211.1	-17.7	-1166.4
-131.0	513.7	123.1	852.0	126.4	-245.6	-271.1	-221.3
-131.0	513.7	123.1	852.0	126.4	-245.6	-271.1	-221.3
-770.5	-6491.1	-3261.0	-6458.3	-5905.8	-2829.4	17.7	-1233.6
-770.5	-6491.1	-3261.0	-6458.3	-5905.8	-2829.4	17.7	-1233.6
-693.8	-6540.1	-3193.6	-6848.8	-5608.5	-2421.4	-2971.6	-1254.2
-693.8	-6540.1	-3193.6	-6848.8	-5608.5	-2421.4	-2971.6	-1254.2
35.4	-869.2	-381.6	-758.1	-897.6	-433.2	-190.2	296.7
35.4	-869.2	-381.6	-758.1	-897.6	-433.2	-190.2	296.7
-437.5	71.9	0	107.7	29.2	-39.2	0	0
-437.5	71.9	0	107.7	29.2	-39.2	0	0
-270.3	-346.4	-357.7	-323.7	-336.1	-346.9	-16.5	32.0
-201.2	-346.4	-357.7	-323.7	-336.1	-346.9	-16.5	32.0
-201.2	-369.1	-357.7	-357.7	-345.3	-334.5	-16.5	32.0
-270.3	-369.1	-357.7	-357.7	-345.3	-334.5	-16.5	32.0
-437.5	-71.9	0	-107.7	-29.2	39.2	0	0
-437.5	-71.9	0	-107.7	-29.2	39.2	0	0
-770.5	-30.8	-3261	247.0	-305.6	-3381.9	17.7	-1233.6
-770.5	-30.8	-3261.0	247.0	-305.6	-3381.9	17.7	-1233.6
-693.8	152.9	-3193.6	765.8	-474.6	-3661.7	-2971.6	-1254.2
-693.8	152.9	-3193.6	765.8	-474.6	-3661.7	-2971.6	-1254.2
-131.0	-267.5	123.1	-617.5	108.1	480.1	-271.1	-221.3
-131.0	-267.5	123.1	-617.5	108.1	480.1	-271.1	-221.3
-351.0	-238.4	109.6	-542.5	88.5	419.9	-17.7	-1166.4
-351.0	-238.4	109.6	-542.5	88.5	419.9	-17.7	-1166.4
-427.7	-422.0	42.3	-1061.3	257.5	699.7	-3028.4	-1145.8
-427.7	-422.0	42.3	-1061.3	257.5	699.7	-3028.4	-1145.8
35.4	105.9	-381.6	31.1	170.6	-293.7	-190.2	296.7
35.4	105.9	-381.6	31.1	170.6	-293.7	-190.2	296.7
0	0	0	830.7	-830.7	-830.7	0	0
0	0	0	830.7	-830.7	-830.7	0	0
0	0	0	-830.7	830.7	830.7	0	0
0	0	0	-830.7	830.7	830.7	0	0

Tableau VI- 8: Valeur des réactions et déplacement

Cas de charge	$V=\sum R_y$ (daN)	$H=\sum R_x$ (daN)	$\delta (x3)$ (m)	$\delta (x13)$ (m)	$\delta (x7)$ (m)	$\delta (x9)$ (m)	$\delta (y8)$ (m)
G	21581.3	0	-0,0007138	0,0007138	-0,0005356	0,0005356	-0,003691
V1	-3726,8	0	-0,00001153	0,00001153	0,00027	-0,00027	0,002107
V21	1412,7	-5220	0,001771	0,001703	0,002416	0,002713	-0,001189
V22	-3751,9	-5220	0,002793	0,0006182	0,003055	0,001842	0,003853
V23	-840,9	-5220	0,002404	0,001247	0,00316	0,002647	0,001505
V24	-1498,3	-5220	0,002159	0,001074	0,002311	0,001909	0,001158
S1	1335,8	0	-0,000187	0,000187	-0,000139	0,000139	-0,0009282
S2	2024,2	0	-0,0001369	0,0001181	-0,0001396	0,00006845	-0,0006978
S3	2243	0	-0,0001758	0,0001758	-0,0001388	0,0001388	-0,00093
Q1	6302,6	0	0,0004055	0,0004882	0,001025	0,0009197	0,0002059
Q2	6302,6	0	-0,00004134	0,00004134	0,000053	-0,000053	0,0002059
Q3	6002,5	-1661,3	0,001245	0,001324	0,002136	0,002035	0,0001961
Q4	6002,5	1661,3	-0,0004732	-0,0003945	-0,0001825	-0,0002835	0,0001961
Q5	6002,5	1661,3	-0,0008988	-0,0008201	-0,001108	-0,001209	0,0001961
Qp	12000	0	-0,00002718	0,00002718	-0,000002516	0,000002516	-0,00004393
QT	4800	0	0,0000617	-0,0000617	0,000003279	-0,000003279	0,00000584

VI.6. Détermination des combinaisons d’actions :

Les combinaisons les plus défavorables du moment fléchissant, de l'effort normal et de l'effort tranchant pour chaque élément sont données dans le tableau ci-après :

A-Les efforts internes : Mmax (daN.m) – Ncorr (daN)

Tableau VI- 9: Valeur des Combinaisons de M_{max} et N_{corr}

Elément	Combinaison	M_{max}	N_{corr}
Poteau1 Nœud 15	$1.35 \times G + 1.5 \times V_{21} + 1.5 \times 0.6 \times S_3 + 1.5 \times 0.87 \times Q_3 + 1.5 \times 0.67 \times Q_P$	9988.6	-12976.4
Traverse2 Nœud 9	$1.35 \times G + 1.5 \times V_{21} + 1.5 \times 0.6 \times S_3 + 1.5 \times (0.87 \times Q_5 + 0.67 \times Q_T)$	-8830.4	-4158.8
Poutre 4 Nœud 14	$1.35 \times G + 1.5 \times Q_P + 1.5 \times 0.6 \times (V_{21} + S_3) + 1.5 \times 0.87 \times Q_3$	7438.1	106.4

Tableau VI- 10: Valeur des Combinaisons de N_{max} et M_{corr}

Elément	Combinaison	N_{max}	M_{corr}
Poteau2 Nœud 5	$1.35 \times G + 1.5 \times Q_3 + 1.5 \times 0.6 \times (V_{21} + S_3) + 1.5 \times 0.87 \times (Q_P + Q_T)$	-27016.3	4815.7
Traverse 2 Nœud 9	$1.35 \times G + 1.5 \times V_{21} + 1.5 \times 0.6 \times S_3 + 1.5 \times (0.87 \times Q_1 + 0.67 \times Q_P)$	-4267.2	-9675.5
Poutre 3 Nœud 10	$1.35 \times G + 1.5 \times V_{21} + 1.5 \times 0.6 \times S_3 + 1.5 \times (0.87 \times Q_3 + 0.67 \times (Q_P + Q_T))$	-3653.8	-6321.2

C- Les efforts tranchants : V_{max} (daN) :

Tableau VI-11 : Valeur des Combinaisons de V_{max}

Élément	Combinaison	V_{max}
Poteau 1 Nœud 1	$1.35 \times G + 1.5 \times V_{23} + 1.5 \times 0.6 \times S_2$ $+ 1.5 \times 0.87 \times Q_4$ $+ 1.5 \times 0.67 \times Q_p$	5721,228
Traverse2 Nœud 9	$1.35 \times G + 1.5 \times V_{23} + 1.5 \times 0.6 \times S_2$ $+ 1.5 \times 0.87 \times Q_3$ $+ 1.5 \times 0.67 \times Q_T$	3720,6
Poutre 4 Nœud 14	$1.35 \times G + 1.5 \times V_{23} + 1.5 \times 0.6 \times S_2$ $+ 1.5 \times 0.87 \times Q_3$ $+ 1.5 \times 0.67 \times Q_p$	6679,0125

VI.7. Calcul des combinaisons d'action défavorable avec imperfection :

On applique une force horizontale (P) sur le portique et on détermine les efforts internes $f(m, n, v)$ dans les éléments et on l'ajoute à celle des efforts $F(M, N, V)$ calculer auparavant sous la combinaison la plus défavorable ; et on obtiendra F_{sd}

$$F_{sd} = f + F \quad \text{Avec :}$$

$$P = \phi \times R_{vy}$$

ϕ : C'est le défaut initial d'aplomb, on le prend égale à $\frac{1}{200}$ (on se plaçant en sécurité).

R_{vy} : C'est la somme des réactions sous la combinaison la plus défavorable

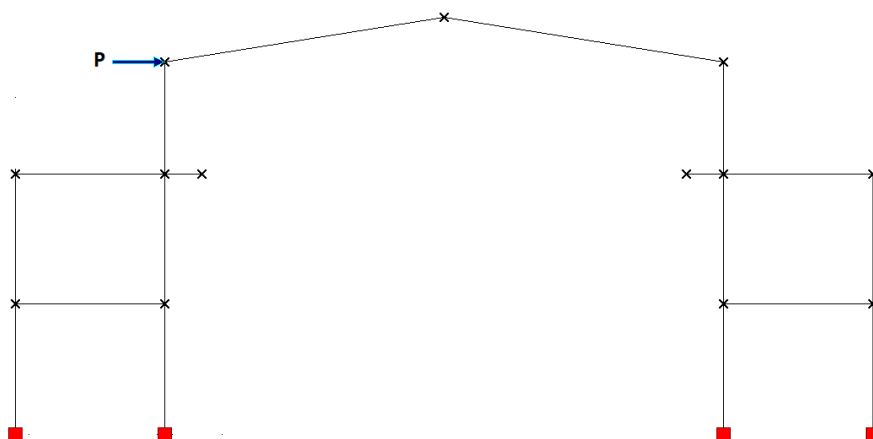


Figure VI- 20: Schématisation de la force d'imperfection dans le portique 2

Tableau VI- 11: Valeurs des efforts avec imperfection pour les poteaux

Traverse/ Nœud	Efforts	Combinaison D'action	R_{vy} (daN)	A	Efforts Finales
Traverse 2 Nœud 9	M_{max}	$1.35*G+1.5*V21+1.5*0.6*S3+1.5*5(0.87*Q5+0.67*QT)$	45916.2675	-104.4	$M_{sd} = -8830.4 - 104.4 = -8934.8 \text{ daN.m}$
	N_{corr}			-105	$N_{sd}^{corr} = -4158.8 - 105 = -4263.8 \text{ daN}$
Traverse 2 Nœud 9	N_{max}	$1.35*G+1.5*V21+1.5*0.6*S3+1.5(0.87*Q1+0.67*QP)$	53557.398	-65,7	$N_{sd} = -4267.2 - 65,7 = -4332.9 \text{ daN}$
	M_{corr}			-66.1	$M_{sd}^{corr} = -9675.5 - 66.1 = -9741.6 \text{ daN.m}$
Traverse 2 Nœud 9	V_{max}	$1.35*G+1.5*V21+1.5*0.6*S2+1.5*0.87*Q3+1.5*0.67*QT$	45732.8475	4.8	$V_{sd} = 3720,6 + 4.8 = 3725.4 \text{ daN}$

Tableau VI- 12 : Valeurs des efforts avec imperfection pour les traverses

Poteau/ Nœud	Efforts	Combinaison D'action	R_{vy} (daN)	A	Efforts Finales
Poteau u1 Nœud d 15	M_{max}	$1.35*G+1.5*V21+1.5*0.6*S3+1.5*0.87*Q3+1.5*0.67*Qp$	53165.6 325	160	$M_{sd} = 9988.6 + 160 = 10148.6 \text{ daN.m}$
	N_{corr}			105,3	$N_{sd}^{corr} = -12976.4 - 105.3 = -13081.7 \text{ daN}$
Poteau u2 Nœud d 5	N_{max}	$1.35*G+1.5*Q3+1.5*0.6*(V21+S3)+1.5*0.87*(QT+Qp)$	63352.6 35	7.5	$N_{sd} = -27016.3 - 7.5 = -27023.8 \text{ daN}$
	M_{corr}			174,6	$M_{sd}^{corr} = 4815.7 + 174.6 = 4990.3 \text{ daN.m}$
Poteau u 1 Nœud d 1	V_{max}	$1.35*G+1.5*V21+1.5*0.6*S2+1.5*0.87*Q4+1.5*0.67*Qp$	52968.8 475	-53	$V_{sd} = 5721,228 + 53 = 5774.228 \text{ daN}$

Tableau VI- 13: Valeurs des efforts avec imperfection pour les poutres

Poutre/ Nœud	Efforts	Combinaison D'action	R_{vy} (daN)	A	Efforts Finales
Poutre 4 Nœud 14	M_{max}	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_p + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (V_{21} + S_3) + 1.5 \cdot 0.87 \cdot Q_3$	58258.1 475	136.5	$M_{sd} = 7438.1 + 136.5$ $= 7574.6 \text{ daN.m}$
	N_{corr}			49.1	$N_{sd}^{corr} = 106.4 + 49.1$ $= 155.5 \text{ daN}$
Poutre 3 Nœud 10	N_{max}	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot V_{21} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot S_3 + 1.5 \cdot (0.87 \cdot Q_3 + Q_p + Q_t)$	57989.7 675	211.8	$N_{sd} = -3653.8 - 211.8$ $= -3865.6 \text{ daN}$
	M_{corr}			111.6	$M_{sd}^{corr} = -6321.2 - 111.6 = -6432.8 \text{ daN.m}$
Poutre 4 Nœud 14	V_{max}	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot V_{21} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot S_2 + 1.5 \cdot 0.87 \cdot Q_3 + 1.5 \cdot 0.67 \cdot Q_p$	52968.8 475	61	$V_{sd} = 6679.0125$ $+ 61 = 6740.0125 \text{ daN}$

VI.8. Classifications des nœuds :

Les nœuds reliant les poteaux aux traverses peuvent être considérés rigides comme ils peuvent être articulés et cela dépend de la condition suivante :

Si $M_{ply} > M_{sd}$ nœud rigide, sinon c'est un nœud articulé.

$$M_{ely(IPE 500)} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1930 \times 23.5}{1.1} = 41231.82 \text{ daN.m}$$

$$M_{ely(IPE 360)} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{904 \times 23.5}{1.1} = 19312.73 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd \text{ max (traverse IPE 500)}} = 9741.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd \text{ max (poutre IPE 360)}} = 7574.6 \text{ daN.m}$$

Les nœuds sont rigides et donc on adoptera un mode d'instabilité à nœuds fixes

VI.9. Calcul des longueurs de flambement des poteaux :

Notre portique est classé rigide dans les cas de charges les plus défavorables, les longueurs de flambement seront calculées dans les poteaux ayant les plus grandes valeurs de moment et effort normal (barre 5 et 15), selon un mode d'instabilité à nœuds fixes. (D'après le CCM97) :

Tableau VI- 14 : Calcul des longueurs de flambement des poteaux

Longueur du poteau (<i>cm</i>)	350
Longueur de la poutre (<i>cm</i>)	400
L'inertie du poteau (<i>cm⁴</i>)	86980
L'inertie de la poutre (<i>cm⁴</i>)	16270
$K_C = \frac{I_y}{L}$	248.5
$K_B = \frac{I_y}{L}$	40.7
$\eta_6 = \eta_{15}$	0
$\eta_5 = \eta_{14} = \frac{K_C}{K_C + K_B}$	0.86
$l_{fy} = \frac{1 + 0.145 \times (\eta_5 + \eta_6) - 0.265 \times \eta_5 \times \eta_6}{2 - 0.362 \times (\eta_5 + \eta_6) - 0.247 \times \eta_5 \times \eta_6} \times L$	233 (cm)

VI.10. Vérification

VI.10.1. Vérifications à l'ELU :

VI.10.1.1. Vérifications des poteaux :

On vérifie nos poteaux qui sont soumis à la flexion et à la compression sans oublier de prendre en considération le risque de déversement pour considérer le cas le plus défavorable :

Tableau VI- 15: Vérification et formules

Poteau HEA 500	$M_{sd} = 10148.6 \text{ daN.m}$ $N_{sd}^{corr} = 13081.7 \text{ daN}$	
Vérification	Déversement	Flexion et compression
Formules	$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$	$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$

$N_{sd} = 27023.8 \text{ daN}$	$V_{sd} = 5774.228 \text{ daN}$
$M_{sd}^{corr} = 4990.3 \text{ daN}$	
Flexion et compression	L'effort tranchant
$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$	$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plRd}$

a. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau VI- 16: Vérification de l'effort tranchant

$A_v (cm^2)$	$A - 2 \times b \times t_f + (t_w + r) \times t_f$
	$197.5 - 2 \times 30 \times 2.3 + (1.2 + 2.7) \times 2.3 = 68.47 \text{ cm}^2$
V_{plRd} (daN)	$\frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$
	$\frac{68.47 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 84452.96 \text{ daN}$
Comparaison entre V_{sd} et $0.5 \times V_{plRd}$	$V_{sd} = 5774.228 \text{ daN} < 0.5 \times V_{plRd} = 42226.48 \text{ daN}$
Résultats	L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

b. Vérification à la flexion et compression :

Nous éléments étant de classe 1 $\rightarrow \begin{cases} \beta_A = 1 \\ \varepsilon = 1 \\ f_y = 23.5 \text{ KN/cm}^2 \\ \gamma_{M1} = 1.1 \\ A = 197.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Tableau VI- 17: Vérification de Moment fléchissant

$M_{sd} (KN.m)$	101.486
$N_{sd}^{corr} (KN)$	130.817
$W_{ply} (cm^3)$	4815
$W_{ely} (cm^3)$	4287
$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0.9$	-0.09 < 0.9
$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$	1.00
$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$	0.046 < 1 C'est vérifié

c. Vérification à la flexion et au flambement avec risque de déversement :

Remarque : En ce qui concerne le déversement on a des éléments qui ont une capacité de se déverser dans leurs deux sens, par conséquent on a opté pour un calcul avec un moment max avec un cas étant le plus défavorable

On prend le moment maximum dans les deux extrémités du poteau (cas le plus défavorable)

donc : $\beta_{MLT} = 1.1$ et on prend $\begin{cases} K = 1 \\ C_1 = 1 \end{cases}$

Tableau VI- 18 : Vérification de Déversement

$M_{sd} (KN.m)$	101.486
$N_{sd}^{corr} (KN)$	130.817
$\lambda_{Lt} = \frac{K \times L \left(\frac{W_{ply}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \left[K^2 + \frac{(KL)^2 \times GI_t}{\pi^2 \times EI_w} \right]^{0.25}}$	60.79
$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{93.9 \times \varepsilon} \sqrt{\beta_w}$	0.65
α_{LT} (Profile laminé)	0.21
$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{Lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$	0.76
$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} < 1$	0.87 < 1
$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15$	-0.066
$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$	1
$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$	0.036 < 1 C'est vérifié

VI.10.1.2. Vérification des traverses :

Les traverses sont des éléments porteurs horizontaux ou parfois inclinés ; leur rôle principal est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la toiture ainsi que les forces horizontales au séisme et au vent.

a. Vérification à l'effort tranchant :

Tableau VI- 19: Vérification de l'effort tranchant

$A_v (cm^2)$	$A - 2 \times b \times t_f + (t_w + r) \times t_f$
	$116 - 2 \times 20 \times 1.6 + (1.02 + 2.1) \times 1.6$ $= 56.99 \text{ cm}^2$
V_{plRd} (daN)	$\frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$
	$\frac{56.99 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 70293.183 \text{ daN}$
Comparaison entre V_{sd} et $0.5 \times V_{plRd}$	$V_{sd} = 3725.4 \text{ daN} < 0.5 \times V_{plRd} = 35146.59 \text{ daN}$
Résultats	L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

b. Vérification du moment fléchissant :

(D'après l'article 5.4.5 du CCM97) Les traverses peuvent comporter des renforcements aux endroits des efforts maximaux, des appuis latéraux pour empêcher le déversement comme les bracons par exemple qui vont être disposés pour relier la semelle inférieure de la traverse aux pannes de la toiture comme le montre la figure suivante :

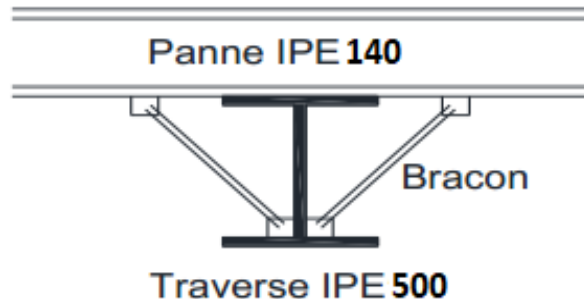


Figure VI- 21 : Schéma des bracons

D'après le CCM97 (article 5.4.8.1 pages 66) : On doit tenir compte de l'influence de l'effort axial sur le moment de résistance plastique lorsque :

$$N_{sd} \geq \frac{A_w \times f_y}{2 \times \gamma_{M0}} = \frac{52 \times 23.5}{2 \times 1.1} = 555.45 \text{ KN} > 42.64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \geq \frac{A \times f_y}{4 \times \gamma_{M0}} = \frac{116 \times 23.5}{4 \times 1.1} = 619.55 \text{ KN} > 42.64 \text{ KN}$$

N_{sd} : L'effort normal maximal dans les traverses

$$M_{ysd} \leq M_{crd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Dans ce cas on doit vérifier :

M_{ysd} : Moment fléchissant maximal dans les traverses, donné par les combinaisons

$$M_{crd} = 4815 \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 468.72 \text{ KN.m} > M_{ysd} = 96.755 \text{ KN.m}$$

Donc Les traverses sont vérifiées à l'ELU.

VI.10.1.3. Vérification de la poutre du plancher :

a. Vérification à l'effort tranchant :

Tableau VI- 20: Vérification de l'effort tranchant

$A_v (cm^2)$	$A - 2 \times b \times t_f + (t_w + r) \times t_f$
	$72.7 - 2 \times 17 \times 1.27 + (0.8 + 1.8) \times 1.27$ $= 32.82 cm^2$
V_{plRd} (daN)	$\frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$
	$\frac{32.82 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 40481.177 daN$
Comparaison entre V_{sd} et $0.5 \times V_{plRd}$	$V_{sd} = 6740.0125 daN < 0.5 \times V_{plRd} = 20240.588 daN$
Résultats	L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

b. Vérification à la flexion :

L'influence de l'effort axial ne sera pas prise en compte, la flexion se vérifie donc comme suit :

$$M_{ysd} \leq M_{crd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

M_{ysd} : Moment fléchissant maximal dans les poutres, donné par la combinaison

$$M_{crd} = 1019 \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 217.69 KN.m > M_{ysd} = 74.381 KN.m$$

La poutre du plancher est vérifiée vis-à-vis du moment fléchissant.

Conclusion :

Le portique est vérifié à l'ELU.

VI.10.2. Vérifications à l'ELS :

VI.10.2.1. Flèche horizontale :

Les limites des flèches horizontales sont données par le document technique réglementaire « CCM97 » dans le paragraphe « 4.2.2.2. ».

a. Déplacement inter-étages :

(sans charge de vent) $\delta_{imax} \leq \frac{h_i}{250} = \frac{350}{250} = 1.4 cm$

(avec charge de vent) $\delta_{imax} \leq \frac{h_i}{300} = \frac{350}{300} = 1.167 cm$

Tableau VI- 21 : Vérification de Flèche horizontale Sans et avec charge de vent :

• Sans charge de vent :

Élément	Combinaison	$ \delta_{imax} $
Barre 11	$G + Q_3 + 0.6 \times S_3 + 0.67 \times Q_p$	$0.137 < 1.4 cm$

• Avec charge de vent :

Élément	Combinaison	$ \delta_{i\max} $
Barre 11	$G + V_{21} + 0.6 \times S_3 + 0.87 \times Q_3 + 0.67 \times Q_p$	$0.239 < 1.167 \text{ cm}$

b. Déplacement total en tête :

(sans charge de vent) $\delta_{\max} \leq \frac{h}{420} = \frac{1120}{420} = 2.67 \text{ cm}$

(avec charge de vent) $\delta_{\max} \leq \frac{h}{500} = \frac{1120}{500} = 2.24 \text{ cm}$

- Sans charge de vent :

Élément	Combinaison	$ \delta_{\max} $
Poteau 2	$G + Q_3 + 0.6 \times S_3 + 0.67 \times Q_p$	$0.27 < 2.67 \text{ cm}$

- Avec charge de vent :

Élément	Combinaison	$ \delta_{\max} $
Poteau 2	$G + V_{21} + 0.6 \times S_3 + 0.87 \times Q_3 + 0.67 \times Q_p$	$0.511 < 2.24 \text{ cm}$

✓ Flèche horizontale vérifiée.

VI.10.2.2. Flèche verticale :

D'après le tableau 4-1 page 19 du CCM 97, la flèche verticale doit vérifier la condition suivante :

- ✓ Pour les traverses :

$$\delta \leq \frac{L}{300} = \frac{760}{300} = 2.53 \text{ cm} \quad ; \quad \delta_2 \leq \frac{L}{250} = \frac{760}{250} = 3.04 \text{ cm}$$

Tableau VI- 22 : vérification de la flèche verticale pour les traverses :

	Élément	Combinaison	$ \delta_{\max} $
δ	Traverse	$G + V_{21} + 0.6 \times S_3 + 0.67 \times Q_p$	$0.547 < 2.53 \text{ cm}$
δ_2	Traverse	$V_{21} + 0.6 \times S_3 + 0.67 \times Q_p$	$0.178 < 3.04 \text{ cm}$

- ✓ Pour les poutres :

$$\delta \leq \frac{L}{300} = \frac{400}{300} = 1.33 \text{ cm} \quad ; \quad \delta_2 \leq \frac{L}{250} = \frac{400}{250} = 1.6 \text{ cm}$$

Tableau VI- 23: vérification de la flèche verticale pour les poutres :

	Élément	Combinaison	$ \delta_{max} $
δ	Poutre 4	$G + Q_p + 0.6 \times (V_{21} \times S_3) + 0.87 \times Q_3 + 0.67 \times Q_t$	$0.70 < 1.33 \text{ cm}$
δ_2	Poutre 4	$V_{21} + 0.6 \times S_3 + 0.67 \times Q_p$	$0.51 < 1.6 \text{ cm}$

✓ Flèche verticale vérifiée.

Conclusion :

✓ Le portique est vérifié à l'ELS.

Chapitre VII

Stabilité &

contreventement

VII.1.Introduction :

Les contreventements sont les éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan.

Les efforts horizontaux appliqués dans le sens longitudinal sont repris par les palées de stabilités et la poutre au vent ; et dans le sens transversal ils sont repris par les portiques auto stables que nous allons étudier dans le chapitre suivant.

Le contreventement des toitures est assuré par deux poutres au vent, elles ont pour rôle de reprendre la charge de vent agissant sur le pignon et de la transmettre aux palées de stabilités puis aux fondations assurant ainsi la stabilité horizontale et longitudinale de la structure.

Ce chapitre traitera le calcul des poutres au vent et des palées de stabilité.

VII.2. Poutre au vent :

La structure est constituée de deux poutres au vent constituées de pannes et de diagonales, appuyées sur les palées de stabilité et chargées par les réactions des potelets.

VII.3. Procédure de calcul :

- Plans d'implantation et de repérage.
 - Calcul les forces appliquées sur la poutre au vent :
 - ✓ Calcul des forces dues à l'action du vent.
 - ✓ Calcul des forces dues aux imperfections.
 - ✓ Charges totales sur les nœuds.
 - Détermination des efforts internes dans les barres.
 - Vérification :
 - ✓ Vérification des diagonales.
 - ✓ Vérification des pannes.
- VII.3.1. Plans d'implantation et de repérage

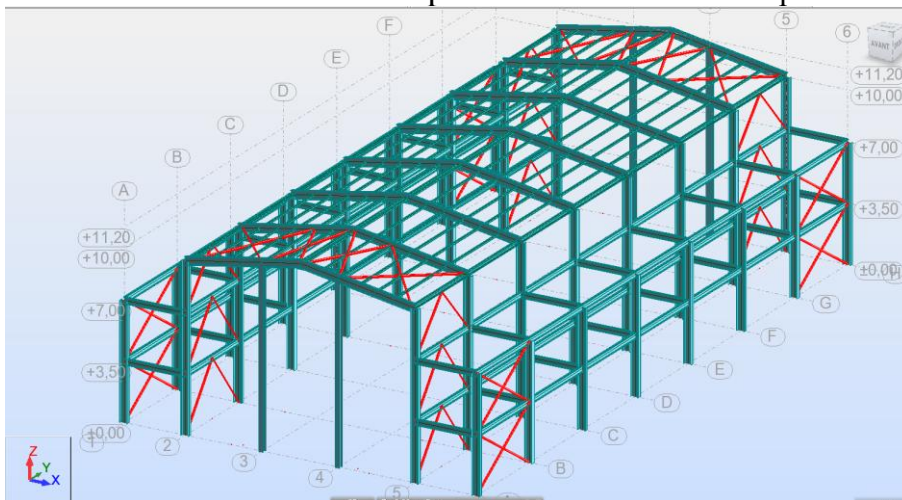


Figure VII- 1: Représentation des contreventements

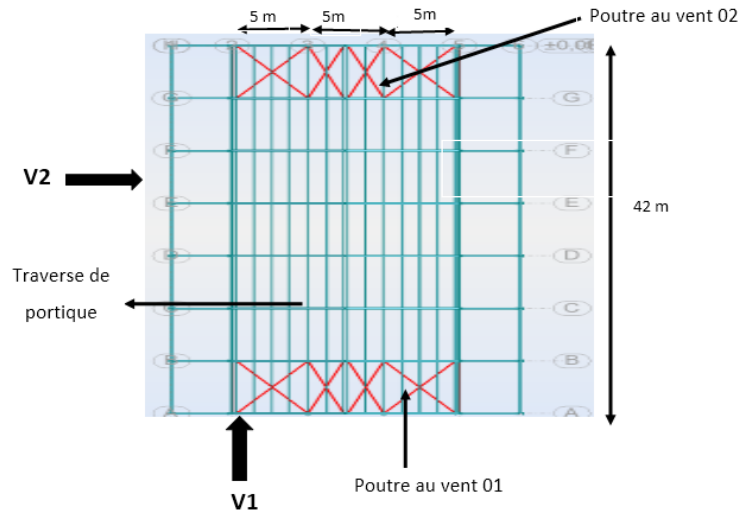


Figure VII- 2: Vue en plan des poutres au vent

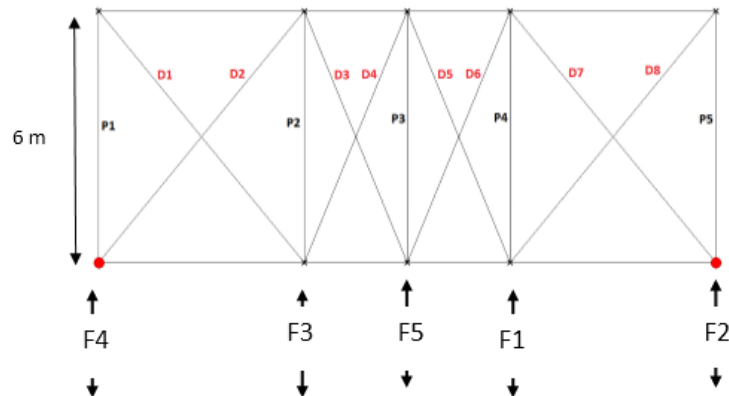


Figure VII- 3 : Nomination des diagonales et des pannes et les forces agissant sur la poutre au vent

VII.3.2. Calcul les forces appliquées sur la poutre au vent :

Les poutres seront calculées comme des poutres en treillis reposant sur appuis soumises aux :

- Réactions horizontales supérieures des potelets.
- Les forces de frottement.
- Les efforts équivalents aux imperfections

Direction perpendiculaire au pignon V1

Poutre au vent 1 : (Zone D)

Tableau VII- 1 : Action sur poteaux et potelets

$S (m^2)$	C_{pe}	$q_{wi} (N/ml)$
$54 > 10$	0.8	3849
$10 > 8 > 1$	0.82	1964.1

$$F_{vi} = H_i \times q_{wi}$$

F_{vi} : force due a l'action du vent sur les potelets et poteaux

VII.3.2.1. Calcul des forces due à l'action du vent :

H_i : la longueur de la charge répartie q_{wi} qui revient à F_{vi} .

Tableau VII- 2 : Calcul des forces dues à l'action du vent

Force	H_i (m)	q_{wi} (N/m)	F_{vi} (kN)
F_{v1}	5.4	3849	20.8
F_{v2}	1.5	1964.1	2.9
F_{v3}	5.4	3849	20.8
F_{v4}	1.5	1964.1	2.9
F_{v5}	/	/	0

Poutre au vent 2 : (Zone E)

Tableau VII- 3 : Action sur poteaux et potelets :

S (m ²)	C_{pe}	q_{wi} (N/ml)
54 > 10	-0.3	-502.84
10 > 8 > 1	-0.3	-251.42

Tableau VII- 4 : Calcul des forces dues à l'action du vent :

Force	H_i (m)	q_{wi} (N/m)	F_{vi} (kN)
F_{v1}	5.4	-502.84	-2.7
F_{v2}	1.5	-251.42	-0.38
F_{v3}	5.4	-502.84	-2.7
F_{v4}	1.5	-251.42	-0.38
F_{v5}	/	/	0

Direction perpendiculaire au long pan V2

Poutre au vent 1 et 2: (Zone A et B)

Tableau VII- 5 : Action sur poteaux et potelets :

S (m ²)	C_{pe}	q_i (N/m)	q_{wi} (N/m)
1.44	-1.25	-409.1	-1555.3
3.6	-0.89	-1146.2	
54	-0.8	-2481	-2481
7.5	-0.82	-1280	-1280

Tableau VII- 6 : Forces dû à l'action du vent :

Force	H_i (m)	q_{wi} (N/m)	F_{vi} (kN)
F_{v1}	5.4	-2481	-13.4
F_{v2}	1.5	-1280	-1.92
F_{v3}	5.4	-2481	-13.4
F_{v4}	1.5	-1555.3	-2.3
F_{v5}	/	/	0

VII.3.2.2. Calcul des forces dues aux imperfections :

Les imperfections sont remplacées par la force équivalente q et chaque poutre au vent contreventée des éléments multiples :

$$\delta_q \leq \frac{L}{2500} \rightarrow q = \frac{\sum N[K_r + 0.2]}{60 \times L}$$

Remarque : On prendra en compte la valeur de M comme étant la valeur du moment maximum dans les traverses dont on a déjà calculé dans le chapitre précédent, l'adaptation de cette valeur

nous met dans une position de sécurité aussi bien plus économique que celle du moment plastique du profilée (IPE 500).

$$M = M_{\max(Traverse)} = 8934.8 \text{ daN.m}$$

$$\delta_q \leq \frac{L}{2500} \rightarrow q = \frac{\sum N[K_r + 0.2]}{60 \times L} = \frac{4 \times 17869,6 \times (0.67 + 0.2)}{60 \times 15} = 67.51 \text{ daN/ml}$$

Tableau VII- 7 : Force due aux imperfections

$\Delta F1$	$67.51 \times ((2,5/2) + (5/2))$	253.16 daN
$\Delta F2$	$67.51 \times (5/2)$	168.78 daN
$\Delta F3$	$67.51 \times ((2,5/2) + (5/2))$	253.16 daN
$\Delta F4$	$67.51 \times (5/2)$	168.78 daN
$\Delta F5$	$67.51 \times 2 \times (2,5/2)$	168.78 daN

VII.3.2.3. Charges totales sur les nœuds

La valeur de la force $Fi = 1,5 (Fwi) \pm \Delta Fi$ appliquée à chaque nœud est inscrite dans les tableaux ci-dessous :

$$Fwi = Fvi + Ffri$$

Fvi : Forces dû à l'action du vent sur les potelets et poteaux

ΔFi : Force due aux imperfections

$Ffri$: Effort de frottement

Direction perpendiculaire au pignon V1

Surfaces // au vent : $S_{//} = 451.39 \text{ m}^2$ $S_{//} = 451.39 \text{ m}^2 < 4 S_{\perp} = 1278.08 \text{ m}^2$

➤ **Donc Les forces de frottement sont négligeables.**

➤ **Surfaces \perp au vent :** $S_{\perp} = 430 \text{ m}^2$ _____ $Ffri = 0$

Poutre au vent 1 : (Zone D)

Tableau VII- 8 : Forces dû à l'action du vent sur les potelets et poteaux

	Fvi (daN)	ΔFi (daN)	Fi (daN)
F1	2080	253.16	3288,78
F2	290	168.78	603,78
F3	2080	253.16	3288,78
F4	290	168.78	603,78
F5	0	168.78	168.78

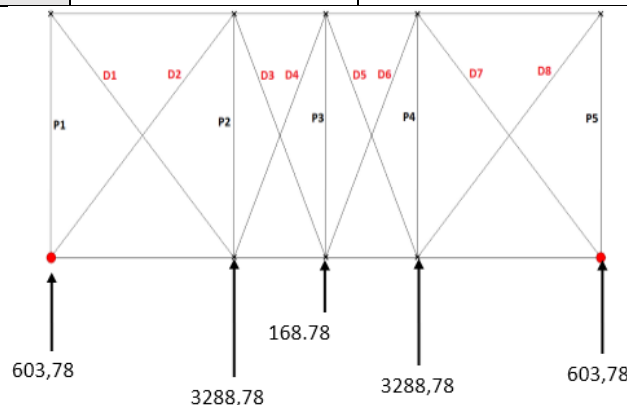


Figure VII- 4: Effort agissant sur la poutre au vent (Cas de charge 1)

Poutre au vent 2 : (Zone E)

Tableau VII- 9 : Forces dû à l'action du vent sur les potelets et poteaux

	Fvi (daN)	ΔFi (daN)	Fi (daN)
F1	-2070	-253.16	-3358,16
F2	-38	-168.78	-225,78
F3	-2070	-253.16	-3358,16
F4	-38	-168.78	-225,78
F5	0	-168.78	-168.78

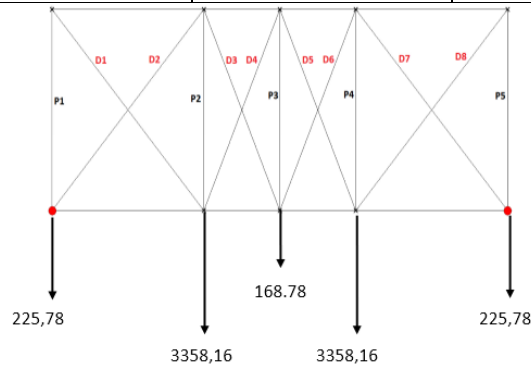


Figure VII- 5: Effort agissant sur la poutre au vent (Cas de charge 2)

Direction perpendiculaire au long pan V2

Surfaces // au vent : $S_{//} = 1404.03 \text{ m}^2$ $S_{//} = 1404.03 \text{ m}^2 < 4 S_{\perp} = 3360 \text{ m}^2$

Donc Les forces de frottement sont négligeables. $F_{fri} = 0$

➤ **Surfaces ⊥ au vent :** $S_{\perp} = 840 \text{ m}^2$.

Poutre au vent 1 et 2 : (Zone A et B)

Tableau VII- 10 : Forces dû à l'action du vent sur la Poutre au vent 1 et 2

	Fvi (daN)	ΔFi (daN)	Fi (daN)
F1	-1340	-253.16	-2263,16
F2	-192	-168.78	-456.78
F3	-1340	-253.16	-2263,16
F4	-230	-168.78	-513,78
F5	0	-168.78	-168.78

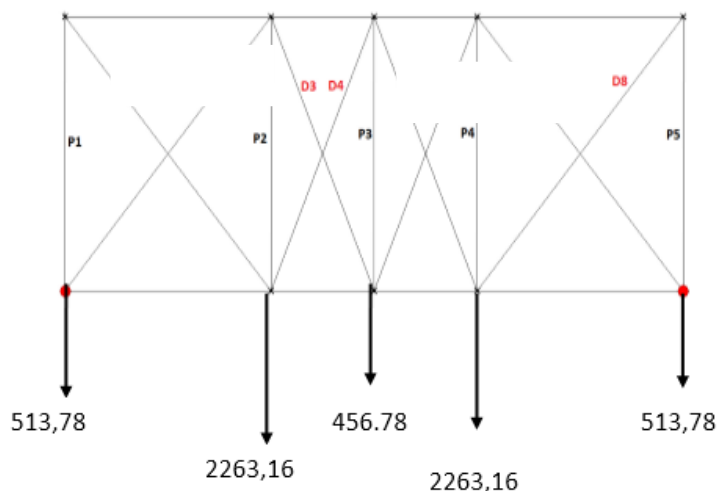


Figure VII- 6: Effort agissant sur la poutre au vent (Cas de charge 3)

VII.3.3. Détermination des efforts internes dans les barres

Tableau VII- 11: Résultats des efforts dans les pannes sablières (Cas de charge 1)

Les pannes	Les efforts dans les pannes (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
P1	1614.7	/
P2	/	1397.9
P3	406.1	/
P4	/	1397.9
P5	1614.7	/

Tableau VII- 12: Résultats des efforts dans les pannes sablières (Cas de charge 2)

Les pannes	Les efforts dans les pannes (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
P1	/	1648
P2	1427.6	/
P3	/	415.8
P4	1427.6	/
P5	/	1648

Tableau VII- 13: Résultats des efforts dans les pannes sablières (Cas de charge 3)

Les pannes	Les efforts dans les pannes (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
P1	/	1122
P2	960.2	/
P3	/	262.3
P4	960.2	/
P5	/	1122

Tableau VII- 14: Résultats des efforts dans les diagonales (Cas de charge 1)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL1	2273.1	/
DL2	/	2100.9
DL3	/	363.4
DL4	/	234.7
DL5	/	234.7
DL6	/	363.4
DL7	/	2100.9
DL8	2273.1	/

Tableau VII- 15: Résultats des efforts dans les diagonales (Cas de charge 2)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL1	/	2319.7
DL2	2144.2	/
DL3	369.9	/
DL4	240.2	/
DL5	240.2	/
DL6	369.9	/
DL7	2144.2	/
DL8	/	2319.7

Tableau VII- 16: Résultats des efforts dans les diagonales (Cas de charge 3)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL1	/	1584.5
DL2	1459.8	/
DL3	268.6	/
DL4	152.4	/
DL5	152.4	/
DL6	268.6	/
DL7	1459.8	/
DL8	/	1584.5

VII.3.4. Vérification :**VII.3.4.1. Vérification des diagonales :**

a. À la compression :

Les diagonales les plus sollicitées sont (1 ou 8) de même longueur $L = 7.81$ m ; elles sont soumises à un effort de compression $N_{sd} = 2319.7$ daN.

La vérification se fera à la compression avec risque de flambement.

On choisira des doubles corniers $80 \times 80 \times 8$.

$$A = 2 \times 12.3 = 24.6 \text{ cm}^2 \quad d_1 = d_2 = 2.26 \text{ cm}$$

$$e = 0.5 + d = 0.5 + 2.26 = 2.76 \text{ cm}$$

$$I_{y1} = I_{z1} = 72.2 \text{ cm}^4 \quad I_y = 2 \times I_{y1} = 2 \times 72.2 = 144.4 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \times \left(I_{z1} + \frac{A}{2} \times e^2 \right) = 2 \times (72.2 + 12.3 \times 2.76^2) = 331.8 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{144.4}{24.6}} = 2.42 \text{ cm} \\ i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{331.8}{24.6}} = 3.67 \text{ cm} \end{cases}$$

Le flambement suivant l'axe y-y : Fe360 → ε = 1 Classe 1 → β_A = 1

L_{fz} = L = 7.81 m → λ_y = $\frac{L_f}{i_y} = \frac{781}{2.42} = 322.73$

→ N_{bRd} = $0.074 \times 24.6 \times 1 \times \frac{2350}{1.1} = 3889.04 \text{ daN} > N_{sd} = 2319.7 \text{ KN}$

→ C'est vérifié.

b. À la traction :

Les diagonales les plus sollicitées sont (1 ou 8) de même longueurs L = 7.81 m ; elles sont soumises à un effort de traction N_{sd} = 2273.1 daN.

On choisira des doubles cornières 80 × 80 × 8 qui sont déjà vérifiées à la compression.

N_{pLRd} = $\frac{24.6 \times 2350}{1.1} = 52554.55 \text{ daN} > N_{sd} = 2273.1 \text{ daN} \rightarrow \text{C'est vérifié.}$

On adoptera des doubles cornières **80 × 80 × 8** pour toutes les diagonales des deux poutres au vent.

VII.3.4.2. Vérification des pannes :

a. À la compression :

Étant donné que l'IPE140 ne vérifie pas la stabilité vis-à-vis du déversement et du flambement, nous choisirons un HEB qui garde la même hauteur mais la faible inertie augmente, en prend un HEB140

Les pannes les plus sollicitées sont (1 ou 5) de mêmes longueurs L = 6 m ; elles sont soumises à un effort de compression N_{sd} = 1648 daN. La vérification se fera vis-à-vis du déversement et du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} M_{ysd}}{\chi_{LT} W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zsd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Caractéristique du profilé choisi :

Tableau VII- 17: Caractéristiques de HEB 140 : (classe 1)

H	Poids	b	tw	tf	r	A	Iy	Iz	iy	iz	It	Wely	Wply	Wplz
mm	daN/ml	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³
140	33.7	140	7	12	12	43	1509	550	5,93	3,58	2,57	215.6	245.4	119.8

b. Détermination des charges :

Tableau VII- 18: Évaluation des charges

Charge permanente daN/ml	Poids propre de la panne : (HEB 140) g ₁ = 33.7 daN/ml		$G_y = G \times \sin \alpha$ ⇒ G _y = 51.94 × sin 9,1 = 8.21 daN/ml
	Poids de couverture TL75M : g ₂ = 15,21 × 1,2 = 18,24 daN/ml G = g ₁ + g ₂ = 51.94 daN/ml		$G_z = G \times \cos \alpha$ ⇒ G _z = 51.94 × cos 9,1 = 51.29 daN/ml
Charge climatique daN/ml	Le vent	qw = -130,0467 daN/ml	

c. Combinaisons :

$$M_{gi} = \begin{cases} M_{gy} = \frac{G_z \times L^2}{8} = \frac{51.29 \times 6^2}{8} = 230.81 \text{ daN.m} \\ M_{gz} = \frac{G_y \times L^2}{32} = \frac{8.21 \times 6^2}{32} = 9.24 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$M_{wi} = \begin{cases} M_{wy} = \frac{W_z \times L^2}{8} = \frac{-130,0467 \times 6^2}{8} = -585.21 \text{ daN.m} \\ M_{wz} = 0 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$M_g + 1.5 \times M_w = \begin{cases} M_{ysd}^{max} = M_{gy} + 1.5 \times M_{wy} = 230.81 + 1.5 \times (-585.21) = -647.815 \text{ daN.m} \\ M_{zsd}^{corr} = M_{gz} + 1.5 \times M_{wz} = 9.24 + 1.5 \times 0 = 9.24 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \lambda_{Lt} = 59.05$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} M_{ysd}}{\chi_{LT} W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zsd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{43.8 \times 10^2}{0.66 \times 54.3 \times \frac{2350}{1.1}} + \frac{0.999 \times 1065.46 \times 10^2}{0.89 \times 354 \times \frac{2350}{1.1}} + \frac{1.06 \times 9.82 \times 10^2}{170 \times \frac{2350}{1.1}} = 0.218 \leq 1$$

→ C'est vérifié.

On adoptera des **HEB140** pour les pannes des deux poutres au vent.

VII.4. Les palées de stabilité :

Notre structure possède 2 types de palée de stabilité chargée par les réactions des poutres au vent.

VII.4.1. Plans d'implantation et de repérage

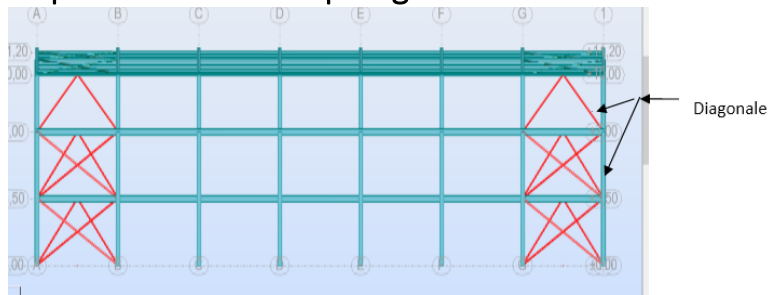


Figure VII- 7: Vue de face des palées de stabilité

VII.4.2. Palée de stabilité 1 :

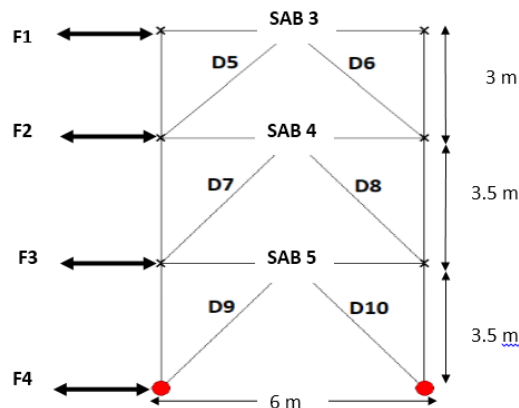


Figure VII- 8: Nominations des diagonales et des sablières Et les forces agissant sur le Palée de stabilité 1

VII.4.2.1. Calcul les forces appliquées sur le Palée de stabilité 1 :

Direction perpendiculaire au pignon V1 Zone D :**Action sur poteaux :****Tableau VII- 19 :** Calcul les forces appliquées sur les poteaux

$S (m^2)$	C_{pe}	$q_{wi} (N/ml)$
$10 > 8 > 1$	0.82	1964.1
31.5	0.8	3464

Tableau VII- 20 : Calcul des forces dues à l'action du vent :

Force	$H_i (m)$	$q_{wi} (N/m)$	$F_{vi} (kN)$
F_{v2}	1.5	1964.1	9
	1.75	3464	
F_{v3}	3.5	3464	12.12
F_{v4}	1.75	3464	6.1

Zone E :**Tableau VII- 21 :** Action sur poteaux :

$S (m^2)$	C_{pe}	$q_{wi} (N/ml)$
$10 > 8 > 1$	-0.3	-251.42
31.5	-0.3	-452.56

Tableau VII- 22 : Calcul des forces dues à l'action du vent :

Force	$H_i (m)$	$q_{wi} (N/m)$	$F_{vi} (kN)$
F_{v2}	1.5	-251.42	-1.17
	1.75	-452.56	
F_{v3}	3.5	-452.56	-1.6
F_{v4}	1.75	-452.56	-1.17

Direction perpendiculaire au long pan V2 Zone A et B :**Tableau VII- 23 :** Action sur poteaux :

$S (m^2)$	C_{pe}	$q_i (N/m)$	$q_{wi} (N/m)$
17.36	-1	-1623	-2657.3
8.4	-0.82	-1034.3	
1.44	-1.25	-409.1	-1555.3
3.6	-0.89	-1146.2	

Tableau VII- 24 : Forces dû à l'action du vent :

Force	$H_i (m)$	$q_{wi} (N/m)$	$F_{vi} (kN)$
F_{v2}	1.5	-1555.3	-7
	1.75	-2657.3	
F_{v3}	3.5	-2657.3	-9.3
F_{v4}	1.75	-2657.3	-4.7

Zone B

Tableau VII- 25: Action sur poteaux :

$S (m^2)$	C_{pe}	$q_{wi}(N/m)$
31.5	-0.8	-2232.9
7.5	0.82	1280

Tableau VII- 26 : Forces dû à l'action du vent :

Force	$H_i(m)$	$q_{wi}(N/m)$	$F_{vi}(kN)$
F_{v2}	1.5	-1280	-5.8
	1.75	-2232.9	
F_{v3}	3.5	-2232.9	-7.8
F_{v4}	1.75	-2232.9	-3.9

b. Force d'imperfection de poteau :

❖ Valeur de n_r :

$$n_r = \frac{\text{portiques à stabiliser}}{\text{systèmes de contreventement}} = \frac{8}{2} = 4 \rightarrow n_r = 4$$

$$K_r = \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_r}} \rightarrow K_r = \sqrt{0.2 + \frac{1}{4}} \rightarrow K_r = 0.67 < 1$$

❖ Valeur de N_{max} : 270.238 daN

Tableau VII- 27 : Force due aux imperfections

$\Delta F2'$	$q \times L = 305.1 \times (4/2)$	610.2 daN
$\Delta F3'$	$q \times L = 305.1 \times (4/2)$	610.2 daN
$\Delta F1$	$q \times L_1 = 156 \times (3/2)$	234 daN
$\Delta F2$	$q \times L_2 = 156 \times ((3/2) + (3.5/2))$	507 daN
$\Delta F3$	$q \times L_3 = 156 \times ((3.5/2) + (3.5/2))$	546 daN
$\Delta F4$	$q \times L_4 = 156 \times (3.5/2)$	273 daN

$$\delta_q \leq \frac{L}{2500} \rightarrow q = \frac{\sum N[K_r + 0.2]}{60 \times L}$$

$$\rightarrow q = \frac{4 \times 270.238 \times (0.67 + 0.2)}{60 \times 10} = 1.56 \text{ KN/ml}$$

c. Force d'imperfection de la poutre :

h : Hauteur de la poutre (IPE360)

$$M = M_{\max(\text{poutre})} = 7574.6 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow N = \frac{M}{h} = \frac{7574.6}{0.36} = 21040.56 \text{ daN}$$

$$\delta_q \leq \frac{L}{2500} \rightarrow q = \frac{\sum N[K_r + 0.2]}{60 \times L} = \frac{4 \times 21040.56 \times (0.67 + 0.2)}{60 \times 4} = 305.1 \text{ daN/ml}$$

d. Réaction de la poutre au vent

$$R_{pv} = 3976.9 \text{ daN} \quad (\text{Vent 1 zone D}) \quad R_{pv} = 3668.3 \text{ daN} \quad (\text{Vent 1 zone E})$$

$$R_{pv} = 2861.3 \text{ daN} \quad (\text{Vent 2 zone A et B}) \quad R_{pv} = 2804.3 \text{ daN} \quad (\text{Vent 2 zone B})$$

e. Réaction du pont roulant :

La réaction du pont roulant due à la force longitudinale de freinage se calcul comme suit :

$$R_{PR} = 1,5 \times 0,87 \times Q_L = 1,5 \times 0,87 \times 712 = 929.16 \text{ daN}$$

VII.4.2.2. Calcul des forces de sollicitation**Direction perpendiculaire au pignon V1****ZONE D :**

$$F1 = R_{pv} + \Delta F1 = 4210.9 \text{ da}$$

$$F2 = R_{PR} + \Delta F2 + \Delta F2' + 1,5 \times Fw2 = 3396.36 \text{ daN}$$

$$F3 = \Delta F3 + \Delta F3' + 1,5 \times Fw3 = 2974.2 \text{ daN}$$

$$F4 = \Delta F4 + 1,5 \times Fw4 = 1188 \text{ daN}$$

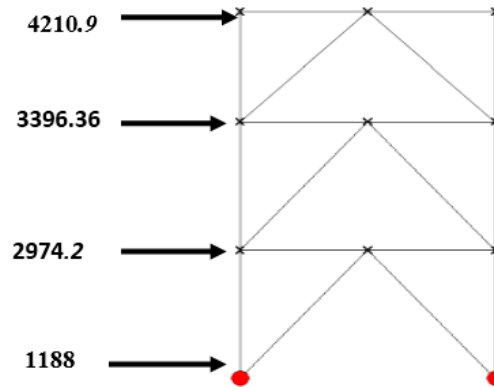


Figure VII- 9: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 1 (Vent 1 Zone D)

ZONE E :

$$F1 = R_{pv} + \Delta F1 = -3902.3 \text{ daN}$$

$$F2 = R_{PR} + \Delta F2 + \Delta F2' + 1,5 \times Fw2 = -2221.86 \text{ daN}$$

$$F3 = \Delta F3 + \Delta F3' + 1,5 \times Fw3 = -1396.2 \text{ daN}$$

$$F4 = \Delta F4 + 1,5 \times Fw4 = -448.5 \text{ daN}$$

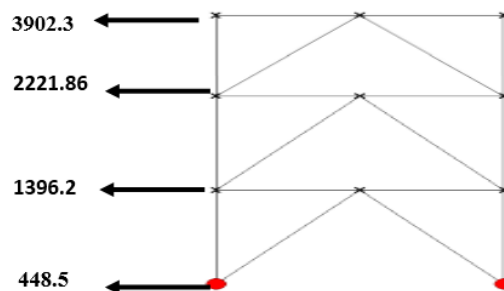


Figure VII- 10: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 1 (Vent 1 Zone E)

Direction perpendiculaire au long pan V2**ZONE A et B :**

$$F1 = R_{pv} + \Delta F1 = -3095.3 \text{ daN}$$

$$F2 = R_{PR} + \Delta F2 + \Delta F2' + 1,5 \times Fw2 = -3096.36 \text{ daN}$$

$$F3 = \Delta F3 + \Delta F3' + 1,5 \times Fw3 = -2551.2 \text{ daN}$$

$$F4 = \Delta F4 + 1,5 \times Fw4 = -978 \text{ daN}$$

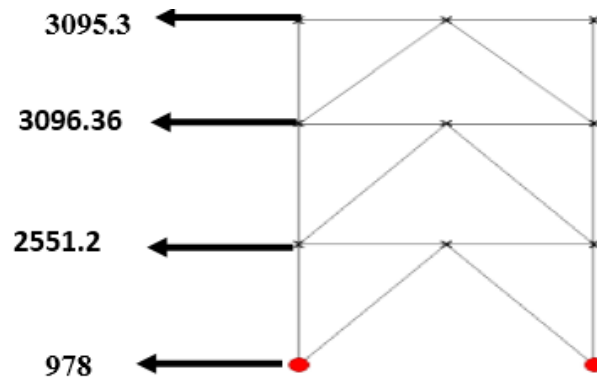


Figure VII- 11: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 1 (Vent 2 Zone A et B)

ZONE B :

$$F1 = R_{pv} + \Delta F1 = -3038.3 \text{ daN}$$

$$F2 = R_{pR} + \Delta F2 + \Delta F2' + 1,5 \times Fw2 = -2916.36 \text{ daN}$$

$$F3 = \Delta F3 + \Delta F3' + 1,5 \times Fw3 = -2326.2 \text{ daN}$$

$$F4 = \Delta F4 + 1,5 \times Fw4 = -858 \text{ daN}$$

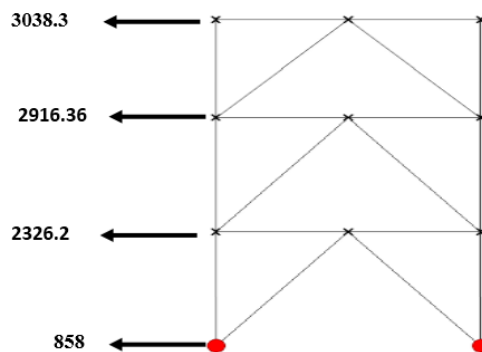


Figure VII- 12: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 1 (Vent 2 Zone B)

VII.4.2.3. Détermination des efforts dans les barres :

On détermine les efforts dus au vent sur la 1^{ère} palée de stabilité à l'aide du logiciel « **RDM6** », qui nous donne les résultats suivants :

Sachant que la convention de signe pour le logiciel « **RDM6** » est :

- ✓ La compression (-).
- ✓ La traction (+)

Tableau VII- 28: Résultats des efforts dans les sablières (V₁ Zone D)

Les sablières	Les efforts dans les sablières (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
SAB 3	/	4210.9
SAB 4	2106.3	5500.9
SAB 5	3804.2	6777.3

Tableau VII- 29: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 1 Zone D)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL5	2976.3	/
DL6	/	2978.8
DL7	5843.7	/
DL8	/	5845.5
DL9	8129.7	/
DL10	/	8129.7

Tableau VII- 30: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 1 Zone E)

Les sablières	Les efforts dans les sablières (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
SAB 3	3902.3	/
SAB 4	4172.4	1951.7
SAB 5	4458.0	3062.4

Tableau VII- 31 : Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 1 Zone E)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL5	/	2758.5
DL6	2760.2	/
DL7	/	4704.7
DL8	4705.6	/
DL9	/	5777.9
DL10	5777.9	/

Tableau VII- 32: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 2 Zone A et B)

Les sablières	Les efforts dans les sablières (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
SAB 3	3095.3	/
SAB 4	4643.2	1548.5
SAB 5	5646.5	3096.3

Tableau VII- 33: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 2 Zone A et B)

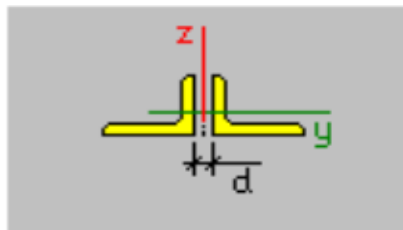
Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL5	/	2187.6
DL6	2189.9	/
DL7	/	4756.3
DL8	4757.8	/
DL9	/	6717.1
DL10	6717.1	/

Tableau VII- 34: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 2 Zone B)

Les sablières	Les efforts dans les sablières (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
SAB 3	3038.3	/
SAB 4	4434.7	1519.9
SAB 5	5303.1	2977.8

Tableau VII- 35: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 2 Zone B)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL5	/	2147.3
DL6	2149.5	/
DL7	/	4574.2
DL8	4575.6	/
DL9	/	6362.1
DL10	6362.1	/

VII.4.3. Vérification :**VII.4.3.1. Vérification des diagonales :****Figure VII- 13 :** Déposition des cornières**a. à la compression :**

La diagonale la plus sollicitée sont (10) de même longueurs $L = 4.61\text{m}$; elle est soumise à un effort de compression $N_{sd} = 8129.7\text{daN}$

La vérification se fera à la compression avec risque de flambement.

On choisira des doubles cornières **150 × 150 × 15**.

$$A = 2 \times 43 = 86 \text{ cm}^2 \quad d_1 = d_2 = 4.25 \text{ cm}$$

$$e = 0.5 + d = 0.5 + 4.25 = 4.75 \text{ cm}$$

$$I_{y1} = I_{z1} = 898 \text{ cm}^4 \quad i_{y1} = i_{z1} = 4.57 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times I_{y1} = 2 \times 898 = 1796 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \times \left(I_{z1} + \frac{A}{2} \times e^2 \right) = 2 \times (898 + 43 \times 4.75^2) = 3736.38 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1796}{86}} = 4.57 \text{ cm} \\ i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{3736.38}{86}} = 6.59 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Le flambement suivant l'axe z-z :

Suivant l'axe z-z il existe un gousset

$$\Rightarrow L_{fy} = \frac{L}{2} = 2.31 \text{ m}; i_z = 6.59 \text{ cm} \rightarrow \lambda_z = 35.05$$



Figure VII- 14: Le gousset

✓ **La flambement suivant l'axe y-y** : $Fe360 \rightarrow \epsilon = 1$ Classe 1 $\rightarrow \beta_A = 1$
 $L_{fz} = L = 4.61 \text{ m} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{461}{4.57} = 100.88 \Rightarrow \lambda_{\max} = \lambda_y$
 $\rightarrow N_{bRd} = 0.4 \times 86 \times 1 \times \frac{2350}{1.1} = 73490.91 \text{ daN} > N_{sd} = 8129.7 \text{ daN} \rightarrow$ C'est vérifié.

On adoptera des doubles cornières **150 × 150 × 15** pour toutes les diagonales du palet de stabilité 1.

VII.4.3.2. Vérification des pannes sablières :

Les sablières travaillent à la traction ou à la compression. Dans notre cas, les sablières sont soumises à la compression donc le dimensionnement se fera au flambement. Nous choisirons un HEA160 pour les sablières.

$$A = 38.8 \text{ cm}^2 \quad i_z = 6.57 \text{ cm}$$

$$Fe360 \rightarrow \epsilon = 1 ; \text{Classe 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$L_{fz} = L = 6 \text{ m} \rightarrow \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{600}{6.57} = 91.32$$

Profilé HEA160 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0.95 < 1.2 \\ t_f = 9 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \\ z - z \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{courbe de flambement} \\ c \end{array} \right.$$

$$\rightarrow N_{bRd} = 0.56 \times 38.8 \times 1 \times \frac{2350}{1.1} = 46418.91 \text{ daN} > N_{sd} = 6777.3 \text{ daN}$$

$$\rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

On adoptera des doubles cornières **HEA160** pour les sablières du palet de stabilité 2

VII.4.4. Palée de stabilité2

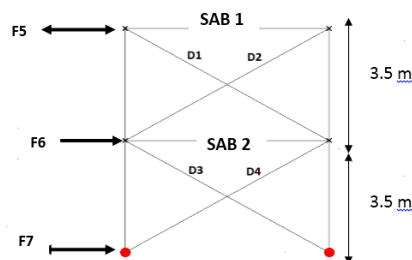


Figure VII- 15: Nomination des diagonales et des pannes et les forces agissant sur le Palée de stabilité 2

VII.4.4.1. Calcul les forces appliquées sur le Palée de stabilité 2 :**Direction perpendiculaire au pignon V1 Zone D****Tableau VII- 36:** Action sur poteaux :

$S (m^2)$	C_{pe}	$q_{wi} (N/ml)$
14	0.8	1539.6

Tableau VII- 37 : Calcul des forces dues à l'action du vent :

Force	$H_i (m)$	$q_{wi} (N/m)$	$F_{vi} (kN)$
F_{v5}	1.75	1539.6	2.7
F_{v6}	3.5	1539.6	5.4
F_{v7}	1.75	1539.6	2.7

Zone E :**Tableau VII- 38 :** Action sur poteaux :

$S (m^2)$	C_{pe}	$q_{wi} (N/ml)$
14	-0.3	-201.14

Calcul des forces dues à l'action du vent :

H_i : la longueur de la charge répartie q_{wi} qui revient à F_{vi} .

Tableau VII- 39 : les forces dues à l'action du vent :

Force	$H_i (m)$	$q_{wi} (N/m)$	$F_{vi} (kN)$
F_{v5}	1.75	-201.14	-0.35
F_{v6}	3.5	-201.14	-0.7
F_{v7}	1.75	-201.14	-0.35

Direction perpendiculaire au long pan V2 Zone A**Tableau VII- 40:** Action sur poteaux :

$S (m^2)$	C_{pe}	$q_{wi} (N/ml)$
14	-1	-1308.9

Tableau VII- 41 : Calcul des forces dues à l'action du vent :

Force	$H_i (m)$	$q_{wi} (N/m)$	$F_{vi} (kN)$
F_{v5}	1.75	-1308.9	-2.3
F_{v6}	3.5	-1308.9	-4.6
F_{v7}	1.75	-1308.9	-2.3

Zone B et C :**Tableau VII- 42 :** Action sur poteaux :

$S (m^2)$	C_{pe}	$q_{wi} (N/m)$	$q_{wi} (N/ml)$
9.8	-0.8	-694.7	-850
4.2	-0.5	-155.3	

Tableau VII- 43 : Calcul des forces dues à l'action du vent :

Force	H_i (m)	q_{wi} (N/m)	F_{vi} (kN)
F_{v5}	1.75	-850	-1.5
F_{v6}	3.5	-850	-3
F_{v7}	1.75	-850	-1.5

b. Force d'imperfection de poteau :

❖ Valeur de n_r :

$$n_r = \frac{\text{portiques à stabiliser}}{\text{systèmes de contreventement}} = \frac{8}{2} = 4 \rightarrow n_r = 4$$

$$K_r = \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_r}} \rightarrow K_r = \sqrt{0.2 + \frac{1}{4}} \rightarrow K_r = 0.67 < 1$$

❖ Valeur de N_{max} : **270.238 daN**

$$\delta_q \leq \frac{L}{2500} \rightarrow q = \frac{\sum N[K_r + 0.2]}{60 \times L}$$

$$\rightarrow q = \frac{4 \times 270.238 \times (0.67 + 0.2)}{60 \times 10} = 1.56 \text{ KN/ml}$$

Tableau VII- 44 : Force d'imperfection de poteau

$\Delta F5$	$q \times L = 156 \times (3.5/2)$	273 daN
$\Delta F6$	$q \times L = 156 \times ((3.5/2) + (3.5/2))$	546 daN
$\Delta F7$	$q \times L = 156 \times (3.5/2)$	273 daN

c. Force d'imperfection de la poutre :

➤ Le calcul a déjà été fait dans le palet de stabilité :

Tableau VII- 45 : Force d'imperfection de la poutre :

$\Delta F5'$	$q \times L = 305.1 \times (4/2)$	610.2 daN
$\Delta F6'$	$q \times L = 305.1 \times (4/2)$	610.2 daN

VII.4.4.2. Calcul des forces de sollicitation :

Direction perpendiculaire au pignon V1 ZONE D :

$$F5 = \Delta F5 + \Delta F5' + 1,5 \times Fw5 = 1288.2 \text{ daN}$$

$$F6 = \Delta F6 + \Delta F6' + 1,5 \times Fw6 = 1966.2 \text{ daN}$$

$$F7 = \Delta F7 + 1,5 \times Fw7 = 678 \text{ daN}$$

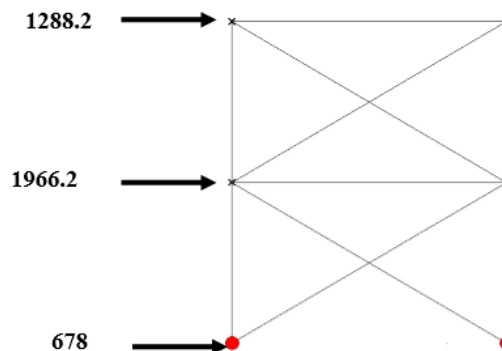


Figure VII- 16: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 2 (Vent 1 Zone D)

ZONE E :

$$F5 = \Delta F5 + \Delta F5' + 1,5 \times Fw5 = -935.7 \text{ daN}$$

$$F6 = \Delta F6 + \Delta F6' + 1,5 \times Fw6 = -1261.2 \text{ daN}$$

$$F7 = \Delta F7 + 1,5 \times Fw7 = -325.5 \text{ daN}$$

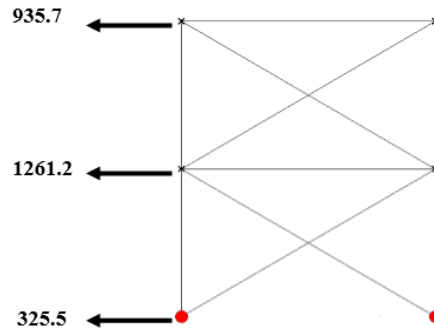


Figure VII- 17: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 2 (Vent 1 Zone E)

Direction perpendiculaire au long pan V2 ZONE A :

$$F5 = \Delta F5 + \Delta F5' + 1,5 \times Fw5 = -1228.2 \text{ daN}$$

$$F6 = \Delta F6 + \Delta F6' + 1,5 \times Fw6 = -1846.2 \text{ daN}$$

$$F7 = \Delta F7 + 1,5 \times Fw7 = -618 \text{ daN}$$

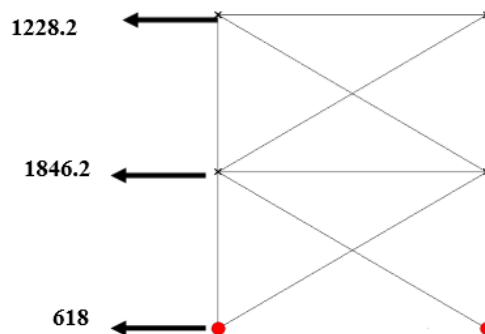


Figure VII- 18: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 2 (Vent 2 Zone A)

ZONE B et C :

$$F5 = \Delta F5 + \Delta F5' + 1,5 \times Fw5 = -1108.2 \text{ daN}$$

$$F6 = \Delta F6 + \Delta F6' + 1,5 \times Fw6 = -1606.2 \text{ daN}$$

$$F7 = \Delta F7 + 1,5 \times Fw7 = -498 \text{ daN}$$

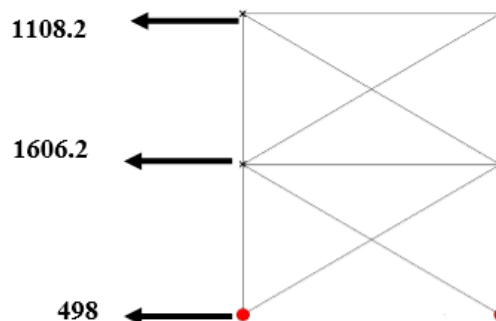


Figure VII- 19: représentation des forces des sollicitations agissant sur le Palée de stabilité 2 (Vent 2 Zone B et C)

VII.4.4.3. Détermination des efforts dans les barres :

On détermine les efforts dus au vent sur la 2^{ème} palée de stabilité à l'aide du logiciel « **RDM6** », qui nous donne les résultats suivants :

Sachant que la convention de signe pour le logiciel « **RDM6** » est :

- ✓ La compression (-).
- ✓ La traction (+).

Tableau VII- 46: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 1 Zone D)

Les sablières	Les efforts dans les sablières (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
SAB 1	/	323.9
SAB 2	/	463.4

Tableau VII- 47 : Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 1 Zone D)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL1	384.2	/
DL2	/	1132.7
DL3	1650.8	/
DL4	/	2091.4

Tableau VII- 48; Résultats des efforts dans les sablières (Vent 1 Zone E)

Les sablières	Les efforts dans les sablières (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
SAB 1	248.9	/
SAB 2	288.3	/

Tableau VII- 49: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 1 Zone E)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL1	/	294.4
DL2	805.1	/
DL3	/	1126.5
DL4	1400.6	/

Tableau VII- 50: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 2 Zone A)

Les sablières	Les efforts dans les sablières (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
SAB 1	311.2	/
SAB 2	433.6	/

Tableau VII- 51: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 2 Zone A)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL1	/	368.9
DL2	1076.9	/
DL3	/	1561.6
DL4	1973.8	/

Tableau VII- 52: Résultats des efforts dans les sablières (Vent 2 Zone B et C)

Les sablières	Les efforts dans les sablières (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
SAB 1	285.6	/
SAB 2	374	/

Tableau VII- 53: Résultats des efforts dans les diagonales (Vent 2 Zone B et C)

Diagonales	Les efforts dans les diagonales (daN)	
	Traction (daN)	Compression (daN)
DL1	/	338.3
DL2	965.4	/
DL3	/	1383.1
DL4	1738.6	/

VII.4.4.4. Vérification des diagonales :

a. à la compression :

La diagonale le plus sollicitée sont (5) de même longueurs $L = 4.61 \text{ m}$; elle est soumise à un effort de compression $N_{sd} = 2091.4 \text{ daN}$

La vérification se fera à la compression avec risque de flambement.

On choisira des doubles cornières **120 × 120 × 12**.

✓ **Le flambement suivant l'axe z-z :**

Suivant l'axe z-z il existe un gousset

$$\Rightarrow L_{fy} = \frac{L}{2} = 2.31 \text{ m}; i_z = 5.35 \text{ cm} \rightarrow \lambda_z = 43.178$$

✓ **La flambement suivant l'axe y-y : Fe360** → $\varepsilon = 1$ Classe 1 → $\beta_A = 1$

→ $N_{bRd} = 0.37 \times 55 \times 1 \times \frac{2350}{1.1} = 43475 \text{ daN} > N_{sd} = 2091.4 \text{ daN}$ → C'est vérifié.

On adoptera des doubles cornières **120 × 120 × 12** pour toutes les diagonales du palée de stabilité 2 .

Dans notre cas, les sablières sont soumises à la compression donc le dimensionnement se fera au flambement. Nous choisirons un HEA100 pour la sablière.

VII.4.4.5. Vérification des pannes sablières.

Dans notre cas, les sablières sont soumises à la compression donc le dimensionnement se fera au flambement. Nous choisirons un HEA100 pour la sablière.

$$A = 21.2 \text{ cm}^2 \quad i_z = 2.51 \text{ cm}$$

$$Fe360 \rightarrow \varepsilon = 1 ; \text{Classe 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$L_{fz} = L = 6 \text{ m} \rightarrow \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{600}{2.51} = 239.04$$

$$\rightarrow N_{bRd} = 0.13 \times 21.2 \times 1 \times \frac{23.5}{1.1} = 5887.82 \text{ daN} > N_{sd} = 463.4 \text{ daN}$$

On adoptera des doubles cornières **HEA100** pour les sablières des palées de stabilité

Chapitre VIII Les assemblages

VIII.1.Introduction

Un assemblage est un dispositif ayant pour but d'assurer la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

La réalisation des assemblages en construction métallique requiert une bonne conception et un calcul correct. On distingue deux moyens d'assemblages :

➤ **Assemblages soudés.**

Le soudage est un procédé qui consiste à réaliser un joint soudé destiné à relier entre deux ou plusieurs parties d'un assemblage en assurant, par fusion, la continuité de la matière entre ces parties.

➤ **Assemblages boulonnés :** (par boulons ordinaire ou HR).

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance à serrage contrôlé.

Ces deux types de boulons se différencient par leur méthode de mise en œuvre. Les boulons ordinaires sont mis en œuvre avec un serrage ordinaire (non contrôlé) tandis que les boulons à haute résistance (dont la résistance à la traction f_{ub} est de 800 ou 1000 N/mm²) sont mis en œuvre avec un serrage contrôlé.

VIII.2. Partie I : les assemblages soudés

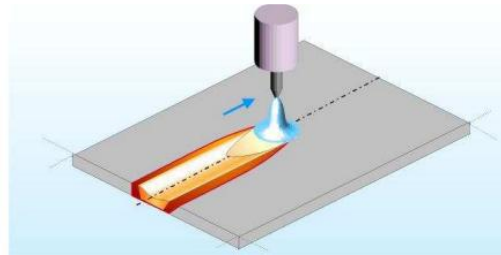
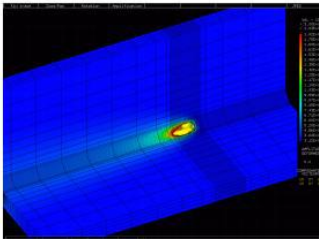


Figure VIII- 1: Procédé d'assemblage

VIII.2.1. Procédure de calcul :

- Les pièces assemblées par soudage.
- Méthode de calcul.
- Exemple de calcul.

VIII.2.2. Les pièces assemblées par soudage

- Poteau [(HEA 500) –plaque d'assise]
- Potelet [(HEB220) –plaque d'assise]
- Poteau [(HEA 500) –corbeau (HEA 500)]
- Sablière [(HEA160) – platine]
- Poutre de plancher [(IPE360) –platine]
- Traverse IPE 500–platine (faîtage)

VIII.2.3. Définition conventionnelle des contraintes :

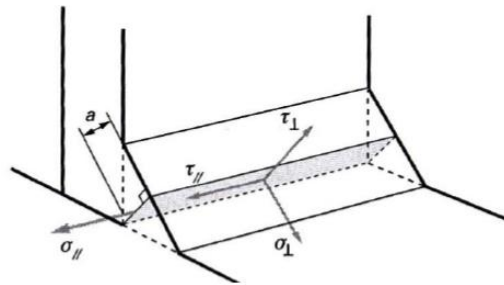


Figure VIII- 2 : Définition conventionnelle des contraintes dans le cordon

σ_{\perp} : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge de la soudure.

$\sigma_{//}$: Contrainte Normale parallèle à l’axe de la soudure

τ_{\perp} : Contrainte de cisaillement (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l’axe de la soudure.

$\tau_{//}$: Contrainte de cisaillement (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l’axe de la soudure.

La contrainte normale perpendiculaire à l’axe de la soudure n’est pas prise en compte dans la vérification de la résistance.

La résistance de la soudure d’angle est suffisante si les deux conditions ci-après sont satisfaites :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \qquad \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

VIII.2.4. Méthode de calcul :

Les cordons de semelles doivent résister à l’effort de traction plastique qui peut être transmis par les semelles de la poutre.

$$F_{fRd} = b \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Avec : $L = 2 \cdot (b - (t_w + 2r))$

➤ Il s’agit des cordons frontaux pour lesquelles :

$$\begin{cases} \tau_{//} = 0 \\ \tau_{\perp} = \sigma = \frac{F_{fRD}}{a_f \cdot L \cdot \sqrt{2}} \end{cases}$$

On Vérifie que : $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau_{\perp}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow 2\sigma \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{2 \cdot F_{fRD}}{a_f \cdot L \cdot \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$

D’où

$$a_{f1} \geq \frac{2 \cdot F_{fRD} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{L \cdot \sqrt{2} \cdot f_u}$$

Et :

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{F_{fRD}}{a_f \cdot L \cdot \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

D’où

$$a_{f2} \geq \frac{F_{fRD} \cdot \gamma_{Mw}}{L \cdot \sqrt{2} \cdot f_u}$$

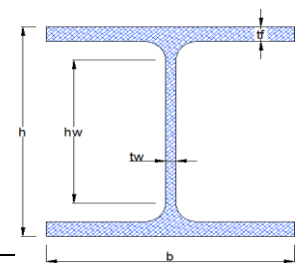
$$a_f = \max(a_{f1}; a_{f2})$$

Les cordons de l’âme doivent reprendre la capacité de résistance à l’effort tranchant de la section assemblée.

$$V_{plRd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f$$



Il s'agit des cordons latéraux pour les quelles :

$$\begin{cases} \tau_{\perp} = \sigma = 0 \\ \tau_{//} = \frac{V_{plRd}}{2 \cdot a_w \cdot h_w} \end{cases}$$

$$\sqrt{3\tau_{//}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow \tau_{//} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{V_{plRd}}{2 \cdot a_w \cdot h_w} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

$$a_{w1} \geq \frac{V_{plRd} \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{2 \cdot h_w \cdot f_u}$$

Il faut qu'ils assurent aussi la transmission du moment plastique de la pièce assemblée :

$$F_{wRD} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0}}$$

Avec : $L = 2 \cdot \left(\frac{h_w}{2}\right) = h_w$

Il s'agit de cordons frontaux pour lesquelles :

$$\tau_{//} = 0 \quad \tau_{\perp} = \sigma = \frac{F_{wRD}}{a_w \cdot L \cdot \sqrt{2}}$$

On vérifie que :

$$\Rightarrow a_{w2} \geq \frac{2 \cdot F_{twrd} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{\sqrt{2} \times f_u \times L}$$

Et :

$$a_{w3} \geq \frac{F_{twrd} \times \gamma_{Mw}}{\sqrt{2} \times f_u \times L}$$

$$\mathbf{a_w = \max(a_{w1}; a_{w2}; a_{w3})}$$

VIII.2.5.Exemples de calcul :

VIII.2.5.1. Assemblage Poteau – plaque d'assise :

Acier Fe360 : $\gamma_{Mw}=1,25$; $\beta_w = 0,8$; $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

Poteau HEA500 : $h = 50 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h_w = 39 \text{ cm}$; $t_w = 1.45 \text{ cm}$; $t_f = 2.8 \text{ cm}$; $r = 2.7 \text{ cm}$; $A = 197.5 \text{ cm}^2$.

➤ **Semelles :**

$$L = 2 \times 30 - (1.45 + 2 \times 2.7) = 53.15 \text{ cm.}$$

$$F_{tRd} = 30 \times 2.8 \times \frac{2350}{1.1} = 179454.55 \text{ daN}$$

$$a_{f1} \geq \frac{2 \times 179454.55 \times 0.8 \times 1.25}{53.15 \times \sqrt{2} \times 3600} = 1.326 \text{ cm}$$

$$a_{f2} \geq \frac{179454.55 \times 1.25}{53.15 \times \sqrt{2} \times 3600} = 0.829 \text{ cm}$$

$$\mathbf{a_f = \max(a_{f1}; a_{f2}) = 1.326 \text{ cm} \rightarrow a_f = 1.33 \text{ cm} = 14 \text{ mm}}$$

➤ **Âme :**

$$A_v = 197.5 - 2 \times 30 \times 2.8 + 2.5 \times (1.45 + 2 \times 2.7) = 48.68 \text{ cm}^2.$$

$$V_{plRD} = \frac{48.68 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 60043.38 \text{ daN}$$

$$a_{w1} \geq \frac{60043.38 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{2 \times 39 \times 3600} = 0.37 \text{ cm}$$

$$a_{w2} \geq \frac{2 \times 60043.38 \times 0.8 \times 1.25}{\sqrt{2} \times 3600 \times 39} = 0.608 \text{ cm}$$

$$aw_3 \geq \frac{60405.68 \times 1.25}{\sqrt{2} \times 3600 \times 39} = 0.38 \text{ cm}$$

$$aw \geq \max (aw1 ; aw2 ; aw3) = 0.608 \text{ cm} \rightarrow aw = 0.7 \text{ cm} = 7 \text{ mm}$$

- De la même manière on fait le reste des assemblages, les résultats des calculs sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII- 1: dimension des cordons de soudures des semelles.

Semelles					
Assemblages	F frd [KN]	L [mm]	a f1 [mm]	a f2 [mm]	a f [mm]
Poteau HEA 500 Plaque d'assise	1794,55	532	13,26	8,29	14
Potelet HEB 220 Plaque d'assise	752,00	394,5	7,49	4,68	8
Poteau HEA 500 Corbeau HEA 500	1794,55	532	13,26	8,29	14
Sablière HEA 160 Platine	307,64	284	4,26	2,66	5
Poutre Plancher IPE 360 Platine	461,24	296	6,12	3,83	7

Tableau VIII- 2: dimensions des cordons de soudures des âmes.

Âme								
Assemblages	Av [mm ²]	V plrd [KN]	L (hw) [mm]	F wrd [KN]	a w1 [mm]	a w2 [mm]	a w3 [mm]	a w [mm]
Poteau HEA 500 Plaque d'assise	4868	600,43	390	604,06	3,70	6,08	3,80	7
Potelet HEB 220 Plaque d'assise	2788	343,88	152	154,25	5,44	3,99	2,49	6
Poteau HEA 500 Corbeau HEA 500	4868	600,43	390	604,06	3,70	6,08	3,80	7
Sablière HEA 160 Platine	1324	163,31	104	66,65	3,78	2,52	1,57	4
Poutre Plancher IPE 360 Platine	3460,8	426,87	298,6	255,17	3,44	3,36	2,1	4

VIII.2.5.2. Assemblage traverse – platine (faîtage) :

Acier Fe360 : $\gamma_{Mw} = 1,25$; $\beta_w = 0,8$; $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

Traverse IPE 500 : $h = 50 \text{ cm}$; $b = 20 \text{ cm}$; $hw = 51.4 \text{ cm}$; $tw = 1.02 \text{ cm}$; $tf = 1.6 \text{ cm}$; $r = 2.1 \text{ cm}$; $A = 116 \text{ cm}^2$.

Semelles :

Pour les semelles, l'angle d'inclinaison est $\theta = 9.1^\circ$, les cordons seront dimensionnés comme des soudures d'angle :

$$Fsd = \frac{Ff_{RD}}{2}$$

$$Ff_{RD} = b \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 20 \times 1.6 \times \frac{2350}{1.1} = 68363.64 \text{ daN}$$

$$Fsd = \frac{68363.64}{2} = 34181.82 \text{ daN}$$

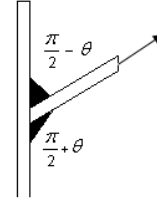


Figure VIII- 3: soudure traverse- Platine

Semelle supérieure :➤ **Cordon obtus :**

On doit vérifier que :

$$\frac{Fsd}{L_1 \times af_1} \sqrt{2 - \sin \theta} \leq \frac{fu}{\beta_W \times \gamma_{Mw}} \Rightarrow af_1 \geq \frac{Fsd \times \beta_W \times \gamma_{Mw} \sqrt{2 - \sin \theta}}{L_1 \cdot fu}$$

$$\frac{Fsd}{L_1 \times af_2} \sqrt{\frac{1 + \sin \theta}{2}} \leq \frac{fu}{\gamma_{Mw}} \Rightarrow af_2 \geq \frac{Fsd \times \gamma_{Mw}}{L_1 \times fu} \sqrt{\frac{1 + \sin \theta}{2}}$$

Avec :

$$L_1 = b = 20 \text{ cm}$$

$$af_1 \geq \frac{34181.82 \times 0,8 \times 1,25}{20 \times 3600} \sqrt{2 - \sin 9.1} \geq 0.644 \text{ mm}$$

$$af_2 \geq \frac{34181.82 \times 1,25}{20 \times 3600} \sqrt{\frac{1 + \sin 9.1}{2}} \geq 0.452 \text{ mm}$$

$$af \geq \max (af_1 ; af_2) = 0.644 \text{ cm} \rightarrow af = 0.7 \text{ cm} = 7 \text{ mm.}$$

➤ **Cordon aigu :**

On doit vérifier que :

$$\frac{Fsd}{L_2 \times af_3} \sqrt{2 + \sin \theta} \leq \frac{fu}{\beta_W \times \gamma_{Mw}} \Rightarrow af_3 \geq \frac{Fsd \times \beta_W \times \gamma_{Mw} \sqrt{2 + \sin \theta}}{L_2 \times fu}$$

$$\frac{Fsd}{L_2 \times af_4} \sqrt{\frac{1 - \sin \theta}{2}} \leq \frac{fu}{\gamma_{Mw}} \Rightarrow af_4 \geq \frac{Fsd \times \gamma_{Mw}}{L_2 \times fu} \sqrt{\frac{1 - \sin \theta}{2}}$$

Avec :

$$L_2 = b - 2r - t_w = 20 - 2 \times 2.1 - 1.02 = 14.78 \text{ cm}$$

$$af_3 \geq \frac{34181.82 \times 0,8 \times 1,25}{14.78 \times 3600} \sqrt{2 + \sin 9.1} \geq 0.94 \text{ cm}$$

$$af_4 \geq \frac{34181.82 \times 1,25}{14.78 \times 3600} \sqrt{\frac{1 - \sin 9.1}{2}} \geq 0.52 \text{ cm}$$

$$af \geq \max (af_3 ; af_4) = 0.94 \text{ cm} \rightarrow af = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm.}$$

Semelle inférieure :➤ **Cordon obtus :**

On doit vérifier que :

$$\frac{Fsd}{L_1 \times af_1} \sqrt{2 - \sin \theta} \leq \frac{fu}{\beta_W \times \gamma_{Mw}} \Rightarrow af_1 \geq \frac{Fsd \times \beta_W \times \gamma_{Mw} \sqrt{2 - \sin \theta}}{L_1 \cdot fu}$$

$$\frac{Fsd}{L_1 \times af_2} \sqrt{\frac{1 + \sin \theta}{2}} \leq \frac{fu}{\gamma_{Mw}} \Rightarrow af_2 \geq \frac{Fsd \times \gamma_{Mw}}{L_1 \times fu} \sqrt{\frac{1 + \sin \theta}{2}}$$

Avec : $L_1 = b - 2r - t_w = 14.78 \text{ cm}$

$$af_1 \geq \frac{34181.82 \times 0,8 \times 1,25}{14.78 \times 3600} \sqrt{2 - \sin 9.1} \geq 0.872 \text{ mm}$$

$$af_2 \geq \frac{34181.82 \times 1,25}{14.78 \times 3600} \sqrt{\frac{1 + \sin 9.1}{2}} \geq 0.611 \text{ mm}$$

$$af \geq \max (af_1; 2) = 0.872 \text{ cm} \rightarrow af = 0.9 \text{ cm} = 9 \text{ mm.}$$

➤ **Cordon aigu :**

$$af_3 \geq \frac{34181.82 \times 0,8 \times 1,25}{20 \times 3600} \sqrt{2 + \sin 9.1} \geq 0.70 \text{ cm}$$

$$af_4 \geq \frac{34181.82 \times 1,25}{20 \times 3600} \sqrt{\frac{1 - \sin 9.1}{2}} \geq 0.39 \text{ cm}$$

$$af \geq \max (af_3 ; af_4) = 0.7 \text{ cm} \rightarrow af = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm.}$$

➤ **Âme :**

$$Av = A - 2btf + (tw+2r) tf = 60.35 \text{ cm}^2 \rightarrow V_{plRd} = 65505.01 \text{ daN}$$

$$a_{w1} \geq \frac{65505.01 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{2 \times 29.86 \times 3600} = 0.528 \text{ cm}$$

$$F_{wRD} = \frac{29.86 \times 1.02 \times 2350}{2 \times 1.1} = 32533.83 \text{ daN}$$

$$a_{w2} \geq \frac{2 \times 32533.83 \times 0.8 \times 1.25}{\sqrt{2} \times 3600 \times 29.86} = 0.428 \text{ cm}$$

$$a_{w3} \geq \frac{32533.83 \times 1.25}{\sqrt{2} \times 3600 \times 29.86} = 0.268 \text{ cm}$$

$$aw \geq \max (aw_1 ; aw_2 ; aw_3) = 0.53 \text{ cm} \rightarrow aw = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm.}$$

VIII.3. Partie II : Les assemblages boulonnés

VIII.3.1. Les boulons ordinaires

VIII.3.1.1. Procédures de calcul :

- Les pièces assemblées par les boulons ordinaires.
- Méthode de calcul.
- Exemples de calcul.

VIII.3.1.2. Les pièces assemblées par les boulons ordinaires :

- Assemblage diagonales – goussets :
 - Poutre au vent.
 - Palée de stabilité.

- Assemblage panne sablière – poteau.
- Assemblage panne – traverse par un échantignole.
- Assemblage solive – poutre au niveau du plancher.

VIII.3.1.3. Méthode de calcul :

Les boulons ordinaires résistent par cisaillement du corps de la vis lorsque l'assemblage est soumis à un effort perpendiculaire à l'axe du boulon, pour assurer la résistance au cisaillement il faut vérifier que :

$$F_{Vsd} < F_{VRd}$$

$$F_{VRd} = \frac{n \times 0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

F_{VRd} : Résistance de calcul d'un boulon au cisaillement.

n : Nombre d'interface de cisaillement.

$\gamma_{Mb} = 1,25$: Coefficient partiel de sécurité.

A_s : Aire de la section résistante en traction du boulon.

f_{ub} : Résistance à la traction du boulon.

pour assurer la résistance à la traction il faut vérifier que :

$$F_{tRd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$\gamma_{Mb} = 1.5$: Coefficient partiel de sécurité (boulons sollicités à la traction).

La résistance de calcul par poinçonnement par l'écrou ou la tête du boulon de l'une des tôles assemblées est égale à :

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb}$$

Où :

t_p et f_u : épaisseur et limite de rupture de la tôle vérifiée ;

d_m : Diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (entre cercle inscrit et cercle transcrit)

Si l'effort de cisaillement est assez important, les plats risquent une déchirure précoce, cet effet doit être pris en compte par l'intermédiaire d'une force théorique dite « pression diamétrale », on vérifie que :

$$F_{Vsd} < F_{bRD}$$

$$F_{bRD} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{3 \cdot d_0} \\ \frac{p}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1 \end{array} \right.$$

Avec :

d : Diamètre du boulon

t : Épaisseur de la pièce

f_u : Résistance à la traction de la pièce assemblée.

d₀ : Diamètre du trou

VIII.3.1.4. Application numérique :

a. Assemblage diagonale-gousset :

a) poutre au vent :

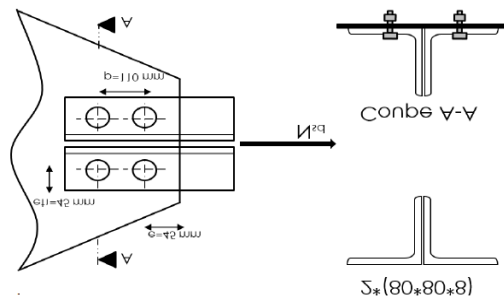


Figure VIII- 4: Détail des dispositions des boulons de la poutre au vent.

Les diagonales à assembler sont des doubles cornier 80 × 80 × 8. le plus grand effort qui peut être repris par ces diagonales est : $N_{bRd} = 46.4 \text{ kN}$

Les caractéristiques géométriques des boulons utilise sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII- 3 : Les caractéristiques géométriques des boulons

d (mm)	d ₀ (mm)	d _m (mm)	A _s (mm ²)	Classe	F _{ub} (N/mm ²)	F _u (N/mm ²)	t _{gousse} (mm)	P (mm)	e (mm)	e _{t1} (mm)
12	14	20.5	84.3	4.6	400	360	10	66	45	45

$$F_{VRd} = \frac{0.6 f_{bu} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 0.4 \times 84.3}{1.25} = 16.19 \text{ kN}$$

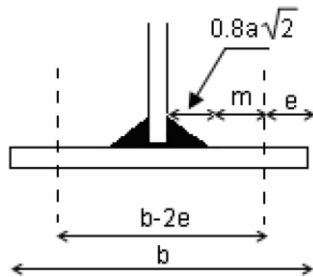
$$n = \frac{N_{bRd}}{F_{VRd}} = 2.86 \text{ On prend 4 boulons}$$

Vérification :

$p = 66 \text{ mm}$; $e = 45 \text{ mm}$; $e_{t1} = 45 \text{ mm}$ (CCM97)

- **Résistance au cisaillement :**

$$F_{Vsd} = F_{VN} = \frac{N_{bRd}}{4} = 11.6 \text{ kN} < F_{VRd} = 16.19 \text{ kN}$$



- **Pression diamétrale :**

$$F_{bRd} = \frac{2.5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \begin{cases} \frac{e}{3d_0} = 1.071 \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = 1.32 \rightarrow \alpha = 1 \\ \frac{f_{bu}}{f_u} = 1.11 \text{ ou } 1 \end{cases}$$

$$F_{bRd} = 86.4 \text{ kN} > F_{Vsd} = 11.6 \text{ kN}$$

✓ C'est vérifié.

b. Assemblage panne sablière - poteau :

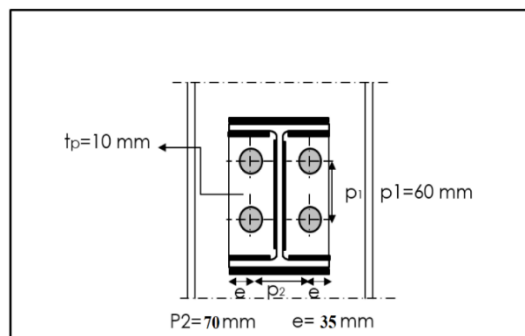


Figure VIII- 5: Détail de l'assemblage poteau – sablière

Le plus grand effort qui peut être repris par la sablière (HEA 160) :

$$N_{bRd} = 67.77 \text{ kN} \text{ (Du chapitre stabilité est contreventement).}$$

Les caractéristiques géométriques des boulons utilise sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII- 4: Les caractéristiques géométriques des boulons

d (mm)	d ₀ (mm)	d _m (mm)	A _s (mm ²)	Classe	F _{ub} (N/mm ²)	F _u (N/mm ²)	t _{gousse} (mm)	p ₁ (mm)	p ₂ (mm)	e (mm)
14	16	23.7	115	4.6	400	360	12	60	70	35

Pré dimensionnement :

$$F_{tRd} = \frac{0.9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 0.4 \times 115}{1.5} = 27.6 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{F_{tRd}} = \frac{67.77}{27.6} = 2.46 \rightarrow \text{On prend 4 boulons.}$$

Résistance du boulon à la traction :

$$B_{tRd} = \min \begin{cases} \frac{F_{tsd} \leq B_{tRd}}{0.9f_{ub}A_s} \\ \frac{\gamma_{Mb}}{\gamma_{Mb}} \\ 0.6 \times \pi \times d_m \times t \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} = 128.66 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow B_{tRd} = 27.6 \text{ kN}$$

Vérification :

$$F_{tsd} = \frac{N_{tsd}}{n} = \frac{67.77}{4} = 16.94 \text{ kN} < B_{tRd} = 27.6 \text{ kN}$$

Vérification de la résistance du tronçon en Té équivalent à l'assemblage :

$$F_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4M_{plRd}}{m} \\ \frac{2M_{plRd} + n \sum B_{tRd}}{m + n} \\ \sum B_{tRd} \end{array} \right.$$

$$m = \frac{70 - 6}{2} = (0.8 \times 4 \times \sqrt{2}) = 27.47 \text{ mm}$$

$$n = \min(1.25m ; e) = 34.34 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1.25e + (n_r - 1)p = 213.63 \text{ mm} \\ n_r(4m + 1.25e) = 307.26 \text{ mm} \\ n_r(2\pi m) = 345.2 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow l_{eff} = 213.63 \text{ mm}$$

$$M_{plRd} = 0.25 \times l_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1230.5 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 179.18 \text{ kN} \\ 101.15 \text{ kN} \\ 110.4 \text{ kN} \end{array} \right. \rightarrow F_{Rd} = 101.15 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 101.15 \text{ kN} > N_{bRd} = 67.77 \text{ kN}$$

✓ C'est vérifié.

c. Assemblage solive -poutre du plancher :

L'Assemblage solive -poutre du plancher transmet uniquement un effort tranchant à l'aide des âmes des profilés à assembler.

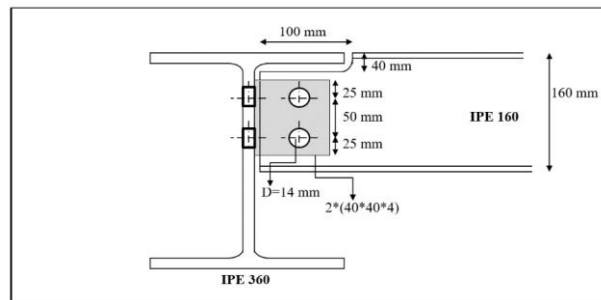


Figure VIII- 6: Détail de l’assemblage solive – poutre maitresse.

Les caractéristiques géométriques des boulons utilise sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII- 5 : Les caractéristiques géométriques des boulons

d (mm)	d ₀ (mm)	d _m (mm)	A _s (mm ²)	Classe	F _{ub} (N/mm ²)	F _u (N/mm ²)	t _{ech} (mm)	e (mm)
14	16	23.7	115	4.6	400	360	25	50

Pièces à assemblées : IPE 360 ; IPE 160 ; cornière 40 × 40 × 4.

Vérification :

Boulons de l'assemblage cornière -âme de l'IPE 360 :

Cet assemblage est réalisé par 4 boulons qui sont soumis aux cisaillements sur un plan de glissement.

$$\text{Avec : } V_{sd} = 31.34 \text{ kN} \rightarrow F_{Vsd} = \frac{31.34}{4} = 7.83 \text{ kN}$$

Résistance au cisaillement :

$$F_{VRd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{1.25} = \frac{0.6 \times 0.4 \times 115}{1.25} = 22.08 \text{ kN} > F_{Vsd} = 7.83 \text{ kN}$$

✓ C'est vérifié.

Résistance à la pression diamétrale :

Cornière : $t = 4 \text{ mm}$

Ame IPE 360 : $t_w = 8 \text{ mm}$

On vérifie dans l'aile de la cornière

$$\alpha = \min \begin{cases} \frac{e}{3d_0} = 0.52 \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = 0.79 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = 1.11 \text{ ou } 1 \end{cases} \rightarrow \alpha = 0.52$$

$$F_{bRd} = \frac{2.5 \times 0.52 \times 0.36 \times 14 \times 4}{1.25} = 20.9 \text{ kN} > F_{Vsd} = 7.83 \text{ kN}$$

✓ C'est vérifié.

Boulons de l'assemblage cornière - âme de l'IPE 160 :

cet assemblage est réalisé par 2 boulons qui sont soumis aux cisaillement sur deux plan de glissement sous l'effet de V_{sd} et M_{sd} :

Effet de V_{sd} :

$$F_{VV} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{31.34}{2} = 15.67 \text{ kN}$$

Effet de M_{sd} :

$$F_{VM} = \frac{V_{sd} e_t}{p} = \frac{31.34 \times 22}{50} = 13.79 \text{ kN}$$

$$F_{Vsd} = \sqrt{F_{VV}^2 + F_{VM}^2} = 20.9 \text{ kN}$$

Résistance au cisaillement :

$$F_{VRd} = 2 \times \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{1.25} = 2 \times \frac{0.6 \times 0.4 \times 115}{1.25} = 44.1 \text{ kN} > F_{Vsd} = 20.9 \text{ kN}$$

✓ C'est vérifié.

Résistance à la pressions diamétrale :

Cornière : $t=4 \text{ mm}$

Ame de IPE 160 : $t_w = 5 \text{ mm}$

On vérifie dans l'âme de l'IPE 160

$$F_{bRd} = \frac{2.5 \times 0.52 \times 0.36 \times 14 \times 5}{1.25} = 26.2 \text{ kN} > F_{Vsd} = 20.9 \text{ kN}$$

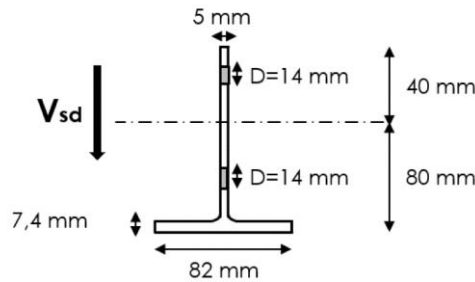
✓ Les boulons sont donc vérifiés.

Vérification de l'âme du profilé IPE 160 :

Tableau VIII- 6 : Les caractéristiques géométriques des boulons

P (kN/ml)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	R (mm)	A (cm ²)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	i_y (cm)	i_z (cm)	W_{PLY} (cm ³)	W_{PLZ} (cm ³)
15.8	160	82	5	7.4	9	20.1	869	68.3	6.58	1.84	123.9	26.1

Cisaillement pur :



On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plRd} = \frac{A_V f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_V = \frac{A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f}{2} + t_w \times 50 \rightarrow A_V = 7.931 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vnet} = A_V - 2 \times 16 \times 5 = 6.33 \text{ cm}^2$$

Dans notre cas l'aire de cisaillement comporte des trous de fixations ; la résistance plastique au cisaillement doit être réduite si : $A_{Vnet} < \left(\frac{f_y}{f_u}\right) \left(\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}}\right) A_V$

$$\left(\frac{f_y}{f_u}\right) \left(\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}}\right) A_V = \frac{235}{360} \times \frac{1.25}{1.1} \times 7.931 = 5.883 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{Vnet} > \left(\frac{f_y}{f_u}\right) \left(\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}}\right) A_V$$

$$V_{Rd} = V_{plRd} = \frac{A_V f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 97.823 \text{ kN} > V_{sd} = 31.34 \text{ kN}$$

Cisaillement de bloc :

On doit se prémunir d'une rupture par cisaillement de bloc.

On vérifie que :

$$V_{sd} < V_{effRd} = \frac{A_{Veff} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$L_V = 50 \text{ mm} ; a_1 = 25 \text{ mm} ; a_2 = 18 \text{ mm} ; a_3 = 55 \text{ mm} ;$$

$$k = 0.5 \text{ (une seule rangée) ;}$$

$$L_1 = a_1 = 25 \text{ mm} < 5d = 70 \text{ mm}$$

$$L_2 = (18 - 0.5 \times 16) \times \frac{360}{235} = 15.3 \text{ mm}$$

$$L_{Veff} = 50 + 25 + 15.3 = 90.3$$

$$\{ 50 + 25 + 55 = 130 \text{ mm}$$

$$L_3 = \min \left\{ (50 + 25 + 55 - 2 \times 16) \frac{360}{235} = 150.13 \text{ mm} \rightarrow L_3 = 130 \text{ mm} \right.$$

$$L_3 = 130 \text{ mm} > L_{Veff} = 90.3 \text{ mm}$$

$$L_{Veff} = 90.3 \text{ mm} \rightarrow A_{Veff} = 451.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{effRd} = 55.7 \text{ kN} > V_{sd} = 31.34 \text{ kN}$$

L'âme de l'IPE est vérifiée.

Vérification de la section grugée la plus sollicitée :

$$M_{sd} = V_{sd} \times 0.1 = 3.134 \text{ kN/m}$$

(Classe de la section \rightarrow classe de l'âme ; L'âme dans la partie grugée est une paroi en console.)

Position de l'axe neutre plastique :

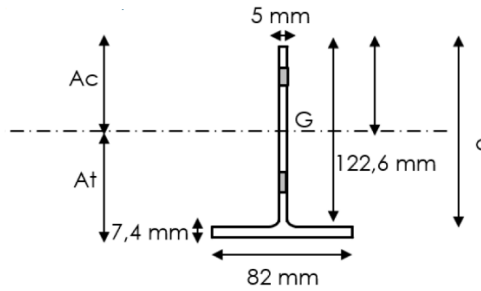


Figure VIII- 7 : Position de l'axe neutre plastique

$$c = 122.6 + \frac{7.4}{2} = 126.3 \text{ mm}$$

$$A_c = A_t \rightarrow 5 \cdot x = 82 \times 7.4 + (122.6 - x) \cdot 5$$

$$\rightarrow x = 121.98 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{x}{c} = \frac{121.98}{126.3} = 0.97$$

Pour un calcul plastique il faut :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{126.3}{5} = 26.26 > \frac{11\varepsilon}{\alpha} = \frac{11}{0.97} = 11.34$$

Une distribution plastique n'est pas envisageable sur la section, nous calculerons donc une distribution élastique :

$$Z_G = \frac{82 \times 7.4 \times \frac{7.4}{2} + 122.6 \times 5 \times \left(7.4 + \frac{122.6}{2}\right)}{82 \times 7.4 + 122.6 \times 5} = 36.37 \text{ mm}$$

$$\psi = -\frac{36.37}{93.63} = -0.39$$

$$1 < \psi < -1$$

$$K_\sigma = 0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2 = 0.662$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{126.3}{5} = 25.26 > 23\varepsilon\sqrt{K_\sigma} = 18.71$$

L'ame est de classe 4 :

On réduit la largeur comprimée de l'ame :

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \frac{\rho \cdot c}{1 - \psi}$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{c}{28.4\varepsilon\sqrt{K_\sigma}} = 1.09 > 0.673 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.22}{\bar{\lambda}_p} = \frac{1.09 - 0.22}{1.09} = 0.732$$

$$\rightarrow b_{eff} = 66.51 \text{ mm}$$

$$Z_{Geff} = \frac{5 \times 95.48 \times \left(7.4 + \frac{95.48}{2}\right) + 82 \times 7.4 \times \frac{7.4}{2}}{95.48 \times 5 + 82 \times 7.4} = 26.35 \text{ mm}$$

$$I_{eff} = 8.2 \times \frac{0.74^3}{12} + 8.2 \times 0.72 \times \left(2.635 - \frac{0.74}{2}\right)^2 + 0.5 \times \frac{9.548^3}{12} + 9.548 \times 0.5 \times \left(6.65 - \frac{9.548}{2}\right)^2$$

$$I_{eff} = 84.47 \text{ cm}^4$$

$$M_{effRd} = W_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{eff} = \frac{I_{eff}}{V_{max}} = \frac{84.47}{7.653} = 11.037 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow M_{effRd} = 235.79 \text{ kN.cm} > M_{sd} = 313.4 \text{ kN.cm}$$

Le moment n'est pas vérifié donc on doit renforcer le profilé dans la partie grugée :

$$I = 416.83 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{I}{V_{max}} = \frac{416.83}{6.5} = 64.12$$

$$\rightarrow M_{effRd} = 1370.05 \text{ kN.cm} > M_{sd} = 313.4 \text{ kN.cm}$$

✓ C'est vérifié.

VIII.3.2. Les boulons HR :

Le boulonnage à haute résistance par serrage contrôlé des écrous, permet d'obtenir un coefficient de frottement convenable entre tôles assemblées pour obtenir un fonctionnement sans glissement des assemblages sous les efforts perpendiculaires à l'axe des vis.

VIII.3.2.1. Les pièces assemblées par les HR :

- Traverse – traverse (faîtage).
- Poteau – traverse.
- Poteau – poutre de plancher.

VIII.3.2.2. Méthode de calcul :

- Résistance de l'assemblage au moment de flexion M_{Rd} :

La résistance au moment de flexion d'un assemblage poutre-poteau boulonné dépend de :

- La résistance de la zone tendue.
- La résistance de la zone comprimée.
- La résistance de la zone de cisaillement.

Pour l'assemblage traverse – traverse, la résistance au moment de flexion dépend de la résistance de la zone tendue de la poutre.

La longueur efficace l_{eff} propre à un boulon pour chaque rangée doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes selon le cas concerné :

a) Rangée de boulons adjacents au raidisseur : $l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e \\ 2. \pi. m \end{array} \right.$

b) Rangée de boulons intérieurs : $l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} p \\ 4m + 1,25e \\ 2. \pi. m \end{array} \right.$

c) Rangée de boulons en extrémité de rangée :

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5p + 2m + 0,625e \\ 4m + 1,25e \\ 2. \pi. m \end{array} \right.$$

- **Platine d'extrémité :**

La longueur efficace l_{eff} pour chaque rangée de boulons doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes selon le cas concerné :

a) Rangée de boulons extérieurs à la semelle tendue de la poutre :

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5b_p \\ 0,5w + 2m_x + 0,625e_x \\ 4m_x + 1,25e \\ 2. \pi. m_x \end{array} \right.$$

b) Rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre : $l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \alpha. m \\ 2. \pi. m \end{array} \right.$

c) Rangée de boulons intérieurs : $l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} p \\ 4. m + 1,25e \\ 2. \pi. m \end{array} \right.$

d) Rangée de boulons à l'extrémité inférieure :

$$l_{eff} = \min \begin{cases} 0,5p + 2 \cdot m + 0,625e \\ 4 \cdot m + 1,25e \\ 2 \cdot \pi \cdot m \end{cases}$$

e) Rangée de longueur d'une rangée isolée : $l_{eff} = \min \begin{cases} 4m + 1,25e \\ 2 \cdot \pi \cdot m \end{cases}$

➤ **Résistance d'un boulon à la traction :**

$$Bt_{Rd} = \min \begin{cases} \frac{0,6 \times \pi \times dm \times t \times fu}{\gamma_{Mb}} \\ \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \end{cases}$$

Mode possible de ruine :

$$Ft_{Rd} = \min \begin{cases} Ft_{Rd1} = \frac{4 \cdot Mpl_{Rd}}{m} \\ Ft_{Rd2} = \frac{2 \cdot Mpl_{Rd} + n \cdot \sum Bt_{Rd}}{m + n} \\ Ft_{Rd3} = \sum Bt_{Rd} \end{cases}$$

$$Mpl_{Rd} = 0,25 \times L \times t^2 \times \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

➤ **Moment résistant :**

$$M_{Rd} = \sum Ft_{iRd} \times hi$$

Ft_{iRd} : Valeur de calcul de la résistance efficace d'une rangée individuelle de boulons.

hi : La distance entre cette rangée et le centre de résistance de la zone comprimée.

➤ **Résistance de la zone comprimée :**

La résistance de calcul à l'écrasement d'une âme non raidie de poteau soumis à un effort transversal de compression est donnée par la formule :

$$Fc_{Rd} = \frac{t_w \times beff}{\gamma_{M0}} \times fy$$

Avec : $beff = tf + 2 \cdot tp + 5(tf_c + r_c)$

➤ **Résistance de la zone sollicitée au cisaillement :**

La résistance de calcul d'un poteau soumis à un effort de cisaillement est donnée par la formule :

$$Vpl_{Rd} = \frac{A_v \cdot fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

VIII.3.2.3. Note de calcul :

a. Assemblage Traverse-Traverse :

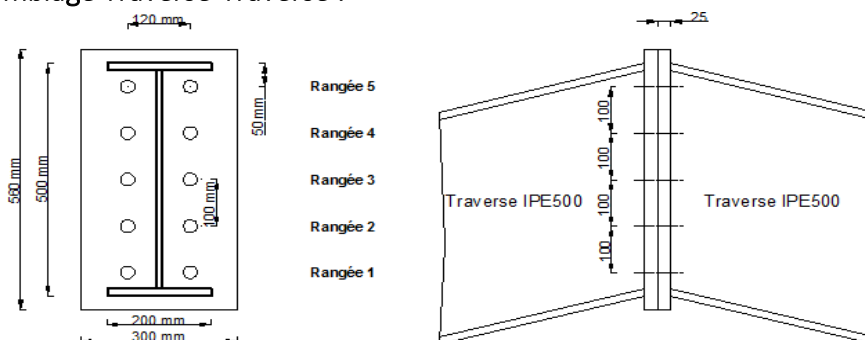


Figure VIII- 8: Détails de l'assemblage Traverse -Traverse (jarret).

Caractéristiques :

Acier : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

Boulons : classe 10.9 ; $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$; $d = 27 \text{ mm}$; $d_m = 44,2 \text{ mm}$;

$d_0 = 30 \text{ mm}$; $A_s = 459 \text{ mm}^2$.

Poutre IPE500 : $h = 500 \text{ mm}$; $b = 200 \text{ mm}$; $t_w = 10,2 \text{ mm}$; $t_f = 16 \text{ mm}$; $r = 21 \text{ mm}$; $A = 116 \text{ cm}^2$.

Platine : $t_p = 25 \text{ mm}$; $b_p = 300 \text{ mm}$; $h_p = 560 \text{ mm}$.

➤ **Résistance d'un boulon à la traction :**

$$Bt_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,6 \times \pi \times 44,2 \times 25 \times 360}{1,5} \times 10^{-3} = 499,9 \text{ KN} \\ \frac{0,9 \times 1000 \times 459}{1,5} \times 10^{-3} = 275,40 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow 275,40 \text{ KN}$$

➤ **Détermination des longueurs efficaces pour chaque rangée de boulons :**

$b_p = 300 \text{ mm}$; $w = 120 \text{ mm}$; $m = \frac{120 - 10,2}{2} - 0,8 \times 5 \times \sqrt{2} = 49,24 \text{ mm}$; $e = 90 \text{ mm}$;

$P = 100 \text{ mm}$ $n = 1,25m = 61,55 \text{ mm} < e = 90 \text{ mm}$

$m_1 = m = 49,24 \text{ mm}$ $m_2 = \frac{500 - 4 \times 100 - 2 \times 16}{2} - 0,8 \times 10 \sqrt{2} = 22,68 \text{ mm}$

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} = 0,35$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2 + e} = 0,16$$

$$\rightarrow \alpha = 2 \pi$$

• **Rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre :**

$$L_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} A m = 309,38 \text{ mm} \\ 2\pi m = 309,38 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow L_{\text{eff}} = 309,38 \text{ mm}$$

• **Rangée de boulons intérieurs :**

$$L_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} p = 100 \text{ mm} \\ 4m + 1,25e = 309,46 \text{ mm} \\ 2\pi m = 309,38 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow L_{\text{eff}} = 100 \text{ mm}$$

• **Rangée de boulons à l'extrémité inférieure :**

$$L_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5P + 2m + 0,625e = 204,73 \text{ mm} \\ 4m + 1,25e = 309,46 \text{ mm} \\ 2\pi m = 309,38 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow L_{\text{eff}} = 204,73 \text{ mm}$$

Tableau VIII- 7 : Résistance de calcul en traction des tronçons en T équivalents :

Rangées de boulons considérées dans les assemblages successifs		5	4	3	2	1
l_{eff} (mm)	Rangée ⑤	309,38	309,38	309,38	309,38	309,38
	Rangée ④	100	100	100	204,73	/
	Rangée ③	100	100	204,73	/	/
	Rangée ②	100	204,73	/	/	/
	Rangée ①	204,73	/	/	/	/
l (tronçon en T équivalent) (mm)		814,11	714,11	614,11	514,11	309,38
M_{pIRd} (kN. mm)		27175,54	23837,47	20499,41	17161,34	10327,32
F_{tRd} (kN)	Mode (1)	2207,59	1936,43	1665,26	1394,09	838,94
	Mode (2)	2020,58	1654,32	1288,05	921,79	492,43
	Mode (3)	2754,00	2203,20	1652,4	1101,60	550,80
F_{tRd} (kN)		2020,58	1654,32	1288,05	921,79	492,43

Tableau VIII- 8 : Résistances potentielles de calcul

Rangée de boulons	Résistance potentielle (kN)
⑤	492,43
④	921,79 – 425,32 = 429,36
③	1288,05 – 921,79 = 366,26
②	1654,32 – 1288,05 = 366,26
①	2020,58 – 1654,32 = 366,26

➤ **Redistribution des résidus de résistance au droit de chaque rangée de boulons**

Avant de procéder à la redistribution, on doit calculer la résistance d'une rangée isolée :

$$L_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1.25e = 309.46 \text{ mm} \\ 2\pi m = 309.38 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow L_{\text{eff}} = 309.38 \text{ mm} \\ F_{\text{tRd}} = 492,43 \text{ kN}$$

Tableau VIII- 9 : Redistribution des résidus de résistance

Rangée de boulons	Résistance individuelle limite (kN)	Résistance potentielle plus correction F_{tiRd} (kN)	Résidu (kN)	Résistance après redistribution (kN)
⑤	492,43	492,43	0	492,43
④		429,36	0	429,36
③		366,26	0	366,26
②		366,26	0	366,26
①		366,26	0	366,26

Il faut vérifier que : $F_{\text{tRd,max}} = 492,43 \text{ kN} < 1,8B_{\text{tRd}} = 495,72 \text{ kN}$

➤ **Résistance efficace totale de toutes les rangées :**

$$F_{\text{tRd}} = \sum F_{\text{tiRd}} = 2020,58 \text{ kN}$$

➤ **Résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue :**

$$F_{\text{tRd}}(wb) = \frac{b_{\text{eff}} \cdot t_{wb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{814.11 \times 10.2 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1774.02 \text{ kN} < 2020.58 \text{ kN}$$

Non vérifiée.

La résistance de l'âme de la poutre à adopter pour la suite de calcul est plus faible que la résistance efficace totale de toutes les rangées de boulons, soit : $F_{\text{tRd}} = 1774.02 \text{ kN}$

➤ **Nouvelle distribution des résistances au droit des rangées des boulons :**

$$\text{Rangée } \textcircled{5} : F_{\text{tRd}} = 492,43 \text{ kN}$$

$$\text{Rangée } \textcircled{4} : F_{\text{tRd}} = 429,36 \text{ kN}$$

$$\text{Rangée } \textcircled{3} : F_{\text{tRd}} = 366,26 \text{ kN}$$

$$\text{Rangée } \textcircled{2} : F_{\text{tRd}} = 366,26 \text{ kN}$$

$$\text{Rangée } \textcircled{1} : F_{\text{tRd}} = 119,71 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 1774,02 \text{ kN}$$

➤ **Calcul du moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{\text{Rd}} = \sum F_{\text{tiRd}} \cdot h_i$$

$$\text{Rangée } \textcircled{5} : 492,43 \text{ kN} \quad h_5 = 422 \text{ mm}$$

$$\text{Rangée } \textcircled{4} : 429,36 \text{ kN} \quad h_4 = 332 \text{ mm}$$

$$\text{Rangée } \textcircled{3} : 366,26 \text{ kN} \quad h_3 = 242 \text{ mm}$$

$$\text{Rangée } \textcircled{2} : 366,26 \text{ kN} \quad h_2 = 152 \text{ mm}$$

$$\text{Rangée } \textcircled{1} : 119,71 \text{ kN} \quad h_1 = 62 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 502,08 \text{ kN}$$

✓ **Vérifications :**

• **Moment plastique de la poutre (IPE500)**

$$M_{pIRd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2194,235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 468,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{pIRd} (\text{IPE500}) = 468,72 \text{ KN} < M_{Rd} = 502,08 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant résistant de l'assemblage :**

D'après l'article 6.5.6.1 du CCM97, on doit vérifier que :

$$V_{Rd} > V_{pIRd}$$

$$V_{Rd} = n \times F_{S,Rd} = n \times \frac{K_S \cdot \eta \cdot \mu}{\gamma_{MS}} \times F_{PCd}$$

Avec :

μ : Le coefficient de frottement, on prend : $\mu=0,4$

n : Le nombre d'interface de frottement, $n=1$

ks : Facteur de forme de trou, $ks=1$

F_{pcd} : Précontrainte de calcul.

$$F_{PCd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 459 \times 10^{-3} = 321,30 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 10 \times \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times 321,30 = 771,12 \text{ KN}$$

$$V_{pIRd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{60,352 \times 23,50}{1,1 \times \sqrt{3}} = 744,39 \text{ KN} < V_{Rd} = 771,12$$

• **Résistance à la pression diamétrale :**

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} \frac{e1}{3 \times d0} = \frac{90}{3 \times 30} = 1 \\ \frac{P1}{3 \times d0} - \frac{1}{4} = \frac{100}{3 \times 30} - \frac{1}{4} = 0,86 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{360} = 2,78 \end{array} \right. \longrightarrow \min \alpha = 0,86$$

$$F_{btrd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,86 \times 360 \times 27 \times 25 \times 10^{-3}}{1,25} = 417,96 \text{ KN}$$

$$F_{btrd} = 417,96 \text{ KN} > F_{Vsd} = 74,439 \text{ KN}$$

✓ **L'assemblage est vérifié.**

b. Assemblage poteau – poutre plancher :

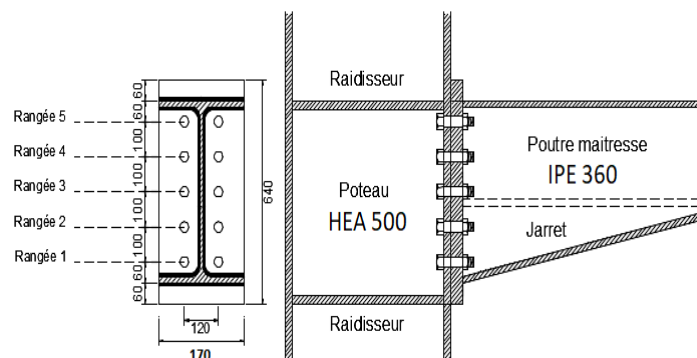


Figure VIII- 9: Détails de l'assemblage Poteau-Poutre maitresse.

Caractéristiques :

Acier : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

Boulons : classe 10.9 ; $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$; $d = 27 \text{ mm}$; $d_m = 44,2 \text{ mm}$;

$d_0 = 30 \text{ mm}$; $A_s = 459 \text{ mm}^2$.

Poteau HEA 500 : $h = 500 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_w = 14,5 \text{ mm}$; $t_f = 28 \text{ mm}$; $r = 27 \text{ mm}$;
 $A_c = 238,6 \text{ cm}^2$.

Poutre IPE 360 : $h = 360 \text{ mm}$; $b = 170 \text{ mm}$; $t_w = 8 \text{ mm}$; $t_f = 12,7 \text{ mm}$; $r = 18 \text{ mm}$;
 $A_b = 72,2 \text{ cm}^2$

Platine : $t_p = 30 \text{ mm}$; $b_p = 300 \text{ mm}$; $h_p = 980 \text{ mm}$

Raidisseur : $t_s = 15 \text{ mm}$.

➤ **Résistance des boulons à la traction :**

$$Bt_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,6 \times \pi \times 44,2 \times 28 \times 360}{1,5} \times 10^{-3} = 559,88 \text{ KN} \\ \frac{0,9 \times 1000 \times 459}{1,5} \times 10^{-3} = 275,40 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow 275,40 \text{ KN}$$

➤ **Détermination des longueurs efficaces pour chaque rangée de boulons :**

Aile du poteau :

$e = 90 \text{ mm}$; $P = 100 \text{ mm}$

$n = 1,25 \text{ m} = 38,94 \text{ mm} < e = 90 \text{ mm}$

$m_1 = m = \frac{120-14,5}{2} - 0,8 \times 27 = 31,15 \text{ mm}$

$m_2 = 60 - t_r - 0,8 a \sqrt{2} = 60 - 15 - 0,8 \times 8 \times \sqrt{2} = 35,95 \text{ mm}$

Platine d'extrémité :

$e = 90 \text{ mm}$; $P = 100 \text{ mm}$ $m_1 = m = \frac{120-14,5}{2} - 0,8 \times 8\sqrt{2} = 43,70 \text{ mm}$

$n = 1,25 \text{ m} = 54,63 \text{ mm} < e = 90 \text{ mm}$

$m_2 = 60 - 12,7 - 0,8 \times 8 \times \sqrt{2} = 38,25 \text{ mm}$

$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1+e} = 0,33$ $\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2+e} = 0,30$

Les différents résultats $c \rightarrow \alpha = 2\pi$ nés dans les tableaux ci-après.

Résistance de calcul en traction des tronçons en T équivalents :**Aile du poteau :**

Tableau VIII- 10 : Rangées de boulons considérées dans les assemblages successifs

Rangées de boulons considérées dans les assemblages successifs		5	4	3	2	1
l_{eff} (mm)	Rangée ⑤	195.72	195.72	195.72	195.72	195.72
	Rangée ④	100	100	100	168.55	/
	Rangée ③	100	100	168.55	/	/
	Rangée ②	100	168.55	/	/	/
	Rangée ①	168.55	/	/	/	/
l (tronçon en T équivalent) (mm)		664.27	564.27	464.27	364.27	195.72
M_{pIRd} (kN. mm)		31930.25	27123.43	22316.61	17509.80	9407.90
$F^{(i)}$ t_{Rd} (kN)	Mode (1)	4100.19	3842.94	2865.70	2248.45	1208.08
	Mode (2)	2221.17	1707.99	1384.82	959.26	484.86
	Mode (3)	2754	2203.2	1652.4	1101.6	550.8
F_{tRd} (kN)		2221.17	1707.99	1384.82	959.26	484.86

Platine :**Tableau VIII- 11 :** Rangées de boulons considérées dans les assemblages successifs

Rangées de boulons considérées dans les assemblages successifs		5	4	3	2	1
l_{eff} (mm)	Rangée ⑤	274.58	274.58	274.58	274.58	274.58
	Rangée ④	100	100	100	193.65	/
	Rangée ③	100	100	193.65	/	/
	Rangée ②	100	193.65	/	/	/
	Rangée ①	193.65	/	/	/	/
l (trou en T équivalent) (mm)		768.23	668.23	568.23	468.23	274.58
M_{plRd} (kN. mm)		36927.42	32120.60	27313.78	22506.96	13198.56
$F_{tRd}^{(i)}$ (kN)	Mode (1)	3380.08	2940.10	2500.12	2060.13	1208.11
	Mode (2)	1923.67	1606.94	1302.59	926.38	474.47
	Mode (3)	2754	2203.2	1652.4	1101.6	550.8
F_{tRd} (kN)		1923.67	1606.94	1302.59	926.38	474.47

Tableau VIII- 12 : Résistances potentielles de calcul

Rangée de boulons	Aile du Poteau	Platine d'extrémité
	Résistance potentielle (kN)	Résistance potentielle (kN)
⑤	484.86	474.47
④	$959.26 - 484.86 = 474.74$	$926.38 - 474.47 = 451.91$
③	$1384.82 - 959.26 = 425.56$	$1302.59 - 926.38 = 376.21$
②	$1707.99 - 1384.82 = 323.17$	$1606.94 - 1302.59 = 304.35$
①	$2221.17 - 1707.99 = 443.18$	$1923.67 - 1506.94 = 416.73$

Redistribution des résidus de résistance au droit de chaque rangée de boulons : Résistance d'une rangée isolée**Aile du poteau :**

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1.25e = 237.1 \text{ mm} \\ 2\pi m = 195,72 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow L_{eff} = 195,72 \text{ mm}$$

$$F_{tRd} = 550.8 \text{ kN}$$

Platine d'extrémité :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1.25e = 287.3 \text{ mm} \\ 2\pi m = 274.58 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow L_{eff} = 274.58 \text{ mm}$$

$$D'où : F_{tRd} = 550.8 \text{ kN}$$

Tableau VIII- 13 : Résistance de calcul adopté :

Rangée de boulon	Aile du poteau			Résistance après redistribution (kN)	Platine d'extrémité		
	Résistance individuelle limite (kN)	Résistance potentielle plus correction F_{tiRd} (kN)	Résidu (kN)		Résistance individuelle limite (kN)	Résistance potentielle plus correction F_{tiRd} (kN)	Résidu (kN)
⑤	550.8	484.86	0	474.47	550.8	474.47	0
④		474.74	22.83	451.91		451.91	0
③		448.39	72.18	376.21		376.21	0
②		395.35	91	304.35		304.35	0
①		534.18	117.45	416.73		416.73	0

Il faut vérifier que : $F_{tRd, \max} = 474.47 \text{ kN} < 1,8B_{tRd} = 495,72 \text{ kN}$

- **Résistance efficace totale de toutes les rangées :**

$$F_{tRd} = \sum F_{tiRd} = 2023.67 \text{ kN}$$

Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$A_s = (b - t_w) \times t_r = (300 - 14.5) \times 15 = 4282.5 \text{ mm}^2$$

$$F_{tRd}(wc) = \frac{b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} + \frac{A_s \cdot f_u}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{664.27 \times 14.5 \times 235}{1.1} + \frac{4282.5 \times 235}{1.1} \right) \times 10^{-3}$$

$$F_{tRd}(wc) = 2972.63 \text{ KN} > F_{tRd} = 2023.67 \text{ KN}$$

Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée de l'assemblage :

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) = 12.7 + 2 \times 30 + 5(28 + 27) = 347.7 \text{ mm}$$

$$F_{tRd}(wc) = \frac{b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} + \frac{A_s \cdot f_u}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{347.7 \times 14.5 \times 235}{1.1} + \frac{4282.5 \times 235}{1.1} \right) \times 10^{-3}$$

$$F_{tRd}(wc) = 1991.98 \text{ KN} < F_{tRd} = 2023.67 \text{ KN}$$

Résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue :

$$F_{tRd}(wb) = \frac{b_{eff} \cdot t_{wb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{768.23 \times 8 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1312.97 \text{ KN} < 2023.67 \text{ KN}$$

Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$V_{plRd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_v = 238,6 - 2 \times 30 \times 2,8 + (1,45 + 2 \times 2,7) \times 2,8 = 89,78 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 1107.37 \text{ KN} < F_{tRd} = 2769,66 \text{ KN}$$

Résistance de l'âme du poteau :

La résistance de l'âme du poteau à adopter pour la suite du calcul est la plus faible des résistances calculées aux étapes précédentes, soit :

$$F_{Rd} = 1107,37 \text{ kN}$$

Nouvelle distribution des résistances au droit des rangées de boulons :

$$\begin{aligned} \text{Rangée } \textcircled{5} & \quad 474.47 \text{ kN} \\ \text{Rangée } \textcircled{4} & \quad 451.91 \text{ kN} \\ \text{Rangée } \textcircled{3} & \quad 180.99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rangée ② 0

Rangée ① 0

Total = 1107,37 kN

Définition d'une zone tendue réduite de l'assemblage :

On prend désormais en considération uniquement les rangées ⑤, ④, ③, ② et ① de boulons puisque le reste des rangées ne participent pas pour la résistance de l'assemblage.

Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue réduite :

$$F_{tRd}(wc) = \frac{b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} + \frac{A_s \cdot f_u}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{464.27 \times 14.5 \times 235}{1.1} + \frac{4282.5 \times 235}{1.1} \right) \times 10^{-3}$$

$$F_{tRd}(wc) = 2353.08 \text{ KN} > F_{tRd} = 1107,37 \text{ KN}$$

Résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue réduite de l'assemblage :

$$F_{tRd}(wb) = \frac{b_{eff} \cdot t_{wb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{568.23 \times 10.2 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1238.22 \text{ KN} > 1107.37 \text{ KN}$$

Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \sum F_{iRd} \cdot h_i$$

Rangée ⑤ 474.47 kN $h_7 = 473.65 \text{ mm}$ Rangée ④ 451.91 kN $h_6 = 273.65 \text{ mm}$ Rangée ③ 180.99 kN $h_5 = 73.65 \text{ mm}$

$$M_{Rd} = 361.73 \text{ kN}$$

Vérifications :

- **Moment plastique de la poutre (IPE 360) :**

$$M_{plRd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1019.235 \cdot 10^{-3}}{1.1} = 217.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} (\text{IPE360}) = 217.70 \text{ KN} < M_{Rd} = 361.73 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant résistant de l'assemblage :**

D'après l'article 6.5.6.1 du CCM97, on doit vérifier que :

$$V_{Rd} > V_{plRd}$$

$$V_{Rd} = n \times F_{s,Rd} = n \times \frac{K_s \cdot \eta \cdot \mu}{\gamma_{MS}} \times F_{PCd}$$

$$F_{PCd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 459 \times 10^{-3} = 321.30 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times 321.30 = 77.112 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 10 \times \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times 321.30 = 1079.57 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{60.352 \times 23.50}{1,1 \times \sqrt{3}} = 744,39 \text{ KN} < V_{Rd} = 1079.57 \text{ KN}$$

$$F_{vSd} = \frac{V_{plRd}}{10} = 74.439 \text{ KN}$$

$$F_{sRd} > F_{vSd}$$

- **Résistance à la pression diamétrale :**

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{90}{3 \times 30} = 1 \\ \frac{P_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4} = \frac{100}{3 \times 30} - \frac{1}{4} = 0.861 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{360} = 2.78 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0.861$$

$$F_{btrd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2.5 \times 0.861 \times 360 \times 27 \times 25 \times 10^{-3}}{1.25} = 418.45 \text{ KN} > F_{vSd} = V_{plrd}/14$$

$$F_{btrd} = 418.45 \text{ KN} > F_{vSd} = 74.439 \text{ KN}$$

✓ **L'assemblage est vérifié**

Chapitre IX

Les pieds de poteaux

IX.1.Introduction

Les pieds de poteaux sont les parties basses d'un poteau chargées de bien transmettre les efforts de la superstructure en acier vers l'infrastructure en béton (fondations).

On distingue deux catégories de pied de poteau :

- Pied de poteau articulé.
- Pied de poteau encastré.

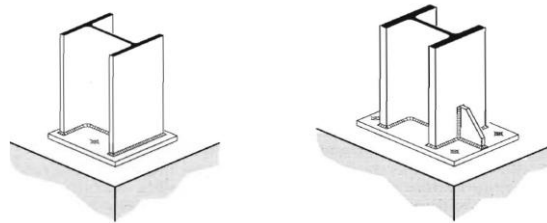


Figure IX- 1: système de pied de poteau articulé et encastré.

Le pied de poteau est composé des éléments suivants :

- **La platine** : C'est une plaque d'assise soudée à la base du poteau avec une épaisseur suffisante ou comportant des raidisseurs qui assure la transmission des efforts.
- **Les tiges d'ancrage** : elles sont nécessaires pour maintenir le montant et résister aux efforts de soulèvements, il y a plusieurs types d'ancrage courbe, droite... (On choisit le type selon l'effort appliqué), l'ancrage courbe est le plus courant.
- **Une bêche d'ancrage** : Lorsque la résistance au cisaillement des tiges d'ancrage est insuffisante pour transmettre l'effort tranchant de calcul, l'équilibre de l'effort tranchant doit être assuré par une bêche noyée dans le béton qui exerce directement une pression latérale sur celui-ci.

IX.2.Partie I : Pieds de poteaux articulés (Potelets)

IX.2.1. Potelet HEB 220 :

IX.2.1.1. Caractéristiques des éléments :

Tiges d'ancrages, platine ou plaque d'assise (et éventuellement des bêches) sont les constituants du pied de poteau. Les caractéristiques de l'ensemble sont :

Potelet HEB 220 : $h = 220 \text{ mm}$; $b = 220 \text{ mm}$; $t_w = 9.5 \text{ mm}$; $t_f = 16 \text{ mm}$

Béton : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$; $E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2$.

Tige d'ancrage : Classe 4.6 ; $d = 14 \text{ mm}$; $d_0 = 16 \text{ mm}$; $d_m = 23,7 \text{ mm}$; $A_s = 115 \text{ mm}^2$; $A = 154 \text{ mm}^2$

Platine : $(300 \times 300 \times 10) \text{ mm}^3$; $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$; $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$.

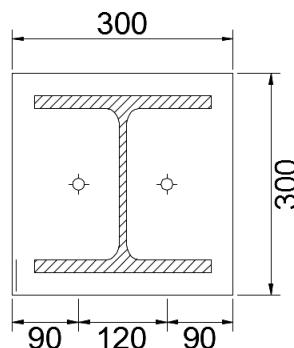


Figure IX- 2: dimensions du pied de poteau HEB 220

IX.2.1.2. Vérification du pied de poteau à l'effort de compression :

L'effort de compression repris par le potelet est : $N_{csd}=2527.011 \text{ daN}$ (Chapitre : les éléments secondaires, Partie : les potelets)

a) Béton :

On vérifie que : $\sigma = \frac{N_{sd}}{A_{ceff}} \leq f_j$

Avec :

f_j : La résistance de contact de la liaison (mortier-béton).

$$f_j = \frac{2}{3} \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

K_j : Facteur de concentration est pris égal à 1,0.

f_{cd} : Résistance de calcul du béton à la pression localisée sur les ailes de la bêche.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à la compression f_{ck} .

$\gamma_c=1.5$ (Coefficient partiel relatif à la résistance à la compression du béton).

A.N :

$$f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ N/mm}^2$$

$$f_j = \frac{2}{3} \cdot k_j \cdot f_{cd} = \frac{2}{3} \times 1 \times 16.67 = 11.11 \text{ N/mm}^2$$

A_{ceff} : La surface portante avec une largeur supplémentaire d'appui « c » ne dépasse pas :

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_0}} = 10 \sqrt{\frac{235}{3 \times 11.11 \times 1.1}} \rightarrow c = 25.32 \text{ mm}$$

$$A_{ceff} = 2 \cdot (2C+t_f) \cdot (b+2C) + (h - 2C - 2t_f) \cdot (2C+t_w)$$

$$A_{ceff} = 2 \cdot (2 \times 25.32 + 16) \cdot (220 + 2 \times 25.32) + (220 - 2 \times 25.32 - 2 \times 16) \cdot (2 \times 25.32 + 9.5)$$

$$A_{ceff} = 44331.73 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{2527.011 \times 10}{44331.73} = 0.570 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_j = 11.11 \text{ N/mm}^2$$

La résistance de la liaison mortier-béton est vérifiée.

b) La platine :**➤ Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{pl_{Rd}} = \frac{t_p \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$A_v = t_p \times 1 \text{ ml Par unité de largeur : } \rightarrow A_v = 10 \text{ mm}$$

$$V_{pl_{Rd}} = \frac{t_p \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{10 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 1233.43 \text{ N/unite de longueur}$$

$$V_{Sd} = \sigma \times c = 0.520 \times 25.32 = 13.17 \text{ N/unite de longueur}$$

$$V_{Sd} = 13.17 \text{ N/unite de longueur} < V_{pl_{Rd}} = 1233.43 \text{ N/unite de longueur}$$

$$V_{Sd} = 13.17 \text{ N/unite de longueur} < \frac{V_{pl_{Rd}}}{2} = 616.72 \text{ N/unite de longueur}$$

- ✓ L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

IX.2.1.3. Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :

Étant donné que l'effort tranchant n'a pas d'influence sur la résistance vis-à-vis du moment fléchissant donc la résistance vis-à-vis du moment fléchissant est vérifiée.

IX.2.1.4. Vérification du pied de poteau vis-à-vis du cisaillement :

Pour une tige on a :

$$F_{Vsd} \leq \min \begin{cases} F_{VRd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{Mb}} \\ F_{bRd} = \frac{2,5 \cdot t_p \cdot d \cdot f_u}{\gamma_{Mb}} \\ F_{bcRd} = \frac{0,29 \cdot d^2}{\gamma_{Mb}} \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \end{cases}$$

F_{Vsd} : Effort tranchant par tige

F_{VRd} : Résistance au cisaillement de la tige.

F_{bRd} : Résistance à la pression diamétrale de la platine

F_{bcRd} : Résistance à l'éclatement du béton

$$F_{Vsd} \leq \min \begin{cases} F_{VRd} = \frac{0,6 \times 400 \times 154}{1,25} = 29568 \text{ N} \\ F_{bRd} = \frac{2,5 \times 10 \times 14 \times 360}{1,25} = 100800 \text{ N} \\ F_{bcRd} = \frac{0,29 \times 14^2}{1,25} \sqrt{25 \times 30500} = 39706,717 \text{ N} \end{cases} \rightarrow \min = 29568 \text{ N}$$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{2} = 1541,79 \text{ N} \leq F_{VRd} = 29568 \text{ N}$$

→ Le pied de poteau est vérifié.

IX.3. Partie II : Pieds de poteaux encastres (Poteaux)**IX.3.1. Poteau HEA 500 :**

Pour diminuer la flèche en tête des poteaux, ces derniers doivent être encastres. Le système doit résister à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant.

IX.3.1.1. Caractéristiques des éléments :

Poteau: HEA 500; h = 500 mm; b = 500 mm; tw = 14.5 mm ; tf = 28 mm.

Béton: fc k= 25 N/mm²; Ecm = 30500 N/mm².

Platine : (950 × 660 × 30 mm): fy=235 N/mm²; fu = 360 N/mm².

Tiges d'ancrage : Classe 10.9; d = 42 mm; d0 = 45 mm; dm = 73.5 mm; As = 1039.08 mm²; A=1385.44 mm²;

Raidisseurs : tr =25 mm.

Les tiges d'ancrage sont recourbées à leurs extrémités inférieures, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée des tiges s'accroche à une barre horizontale.

Remarque :

Nous avons ajouté pour les pieds de poteaux de notre structure les raidisseurs pour les intérêts suivants :

- Augmentation de la partie comprimée par l'augmentation de la surface portante et par conséquence l'augmentation de la résistance en compression.
- Augmentation de la résistance en traction par l'augmentation de la longueur efficace « Leff ».

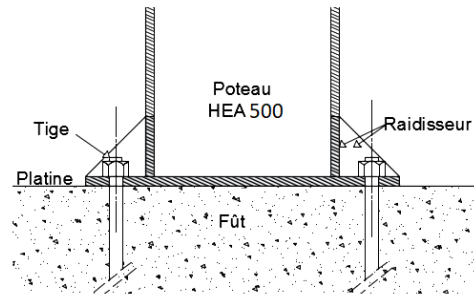


Figure IX- 3: Coupe transversale sur le pied de poteau

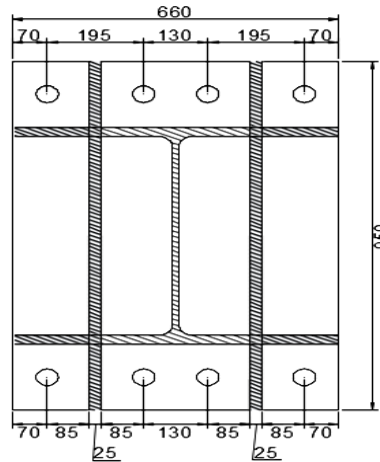


Figure IX- 4: dimensions du pied de poteau HEA 500

IX.3.1.2. Les efforts sollicitant les pieds de poteaux :

Les pieds de poteaux seront calculés en considérant comme sollicitations les efforts résistants du poteau et des diagonales des palés de stabilité.

- **Efforts transmis par le poteau :**

$$M_{plrd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3949 \times 10^{-4} \times 2350}{1.1} = 843.65 \text{ KN.m}$$

$$A_v = 68.47 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{68.47 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 844.53 \text{ KN}$$

$$N_{brd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.69 * 1 * 197.5 * \frac{23.5}{1.1} = 2911.33 \text{ KN}$$

- **Efforts transmis par la diagonale de la palée de stabilité :**

$$N_{Dbrd} = 734.91 \text{ KN} ; \alpha = 40.60^\circ$$

1^{er} cas :

$$\begin{cases} N = N_{brd} + N_{Dbrd} \cos \alpha = 2911.33 + 734.91 \cos(40.60) = 3469.33 \text{ KN} \\ V = N_{Dbrd} \sin \alpha = 734.91 \sin(40.60) = 478.26 \text{ KN} \end{cases}$$

2^{ème} cas :

$$\begin{cases} N = N_{Dbrd} \cos \alpha = 734.91 \cos(40.60) = 557.99 \text{ KN} \\ V = \sqrt{V_{plrd}^2 + (N_{Dbrd} \sin \alpha)^2} = \sqrt{844.53^2 + (734.91 * \sin 40.60)^2} = 970.55 \text{ KN} \end{cases}$$

IX.3.1.3. Vérifications du pied de poteau :

a. Vérification du pied de poteau à l'effort de compression :

a) **Béton :**
$$\sigma = \frac{N_{csd}}{A_{ceff}} \leq f_j$$

$$f_j = \frac{2}{3} K_j f_{cd} = \frac{2}{3} \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 11.11 \text{ N/mm}^2$$

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_0}} = 30 \sqrt{\frac{235}{3 \times 11.11 \times 1.1}} \rightarrow c = 75.95 \text{ mm}$$

Vérification de la distance entre les raidisseurs et l'âme :

$$D = \frac{300 - 14.5}{2} = 142.75 \text{ mm} < 2c = 151.9 \text{ mm}$$

$$A_{ceff} = (b + 2c + 2t_r)(h + 2c) + 4(2c + t_r) \frac{(h_p - (h + 2c))}{2} + 4(2c + t_r) \frac{(b_p - (b + 2c + t_r))}{2}$$

$$A_{ceff} = 548212.17 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{4458.40 \times 10^3}{548212.17} = 8.13 \text{ N/mm}^2 \leq f_j = 11.11 \text{ N/mm}^2$$

✓ La liaison mortier-béton est vérifiée.

b) La platine :

b. Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_v = t_p \times 1 \text{ ml Par unité de largeur} : \rightarrow A_v = 30 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = 30 \times \frac{235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 3700.3 \text{ N}$$

$$V_{sd} = \sigma \cdot c = 8.13 \times 75.95 = 617.47 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 617.47 \text{ N} < V_{plrd} = 3700.3 \text{ N}$$

$$V_{sd} = 617.47 \text{ N} < \frac{1}{2} V_{plrd} = 1850.15 \text{ N}$$

L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

- **Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :**

Étant donné que l'effort tranchant n'a pas d'influence sur la résistance vis-à-vis du moment fléchissant donc la résistance vis-à-vis du moment fléchissant est vérifiée.

- **Calcul de la résistance à la traction : (tiges + platine) :**

$$B_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \\ \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{Mb}} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.9 \times 1039.08 \times 1000}{1.5} = 623448 \text{ N} \\ \frac{0.6 \times \pi \times 73.5 \times 30 \times 360}{1.5} = 997518.5 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$B_{tRd} = 623448 \text{ N}$$

- **Calcul de la longueur efficace :**

Pour traiter les rangées de boulons extérieurs raidies, on a utilisé par analogie, les formules données pour la rangée d'extrémité adjacente à un raidisseur, dans le cas de la semelle de poteau raidie :

$$e_1 = 90 \text{ mm}; e_2 = 70 \text{ mm}; e_3 = 65 \text{ mm};$$

$$m_1 = 115 - 0.8 \times 11.5 \sqrt{2} = 102 \text{ mm}$$

$$m_2 = 65 - 0.8 \times 11.5 \sqrt{2} = 52 \text{ mm}$$

$$m_3 = 65 - 0.8 \times 11.5 \sqrt{2} = 52 \text{ mm}$$

Rappel :

La longueur du tronçon en T équivalent est déterminée comme suit :

Pour les mécanismes circulaires : $L_0 = \text{minimum des 3 valeurs}$

Tableau IX- 1 : Calcul de la longueur efficace

		$e_2 = 70 \text{ mm}$	$e_3 = 65 \text{ mm}$
Mode 1	$2. \pi. m_{min}$	326,73	326,73
Mode 2	$\pi. m_{min} + 2e$	303,36	293,36
Mode 3	$\pi. m_{min} + 2e1$	343,36	343,36
$L_0 = \min(\text{mode1} ; \text{mode2} ; \text{mode3})$		303,36	293,36

Pour les mécanismes non circulaires : $L_2 =$ minimum des 4 valeurs

Tableau IX- 2 : Calcul de la longueur efficace

		$e_2 = 70 \text{ mm}$	$e_3 = 65 \text{ mm}$
Mode 1	αm	301,6	280,8
Mode 2	$\alpha'm$	622,2	622,2
Mode 3	$e_1 + \alpha m - (2m + 0.625e)$	243,85	226,18
Mode 4	$e + \alpha'm2 - (2m2 + 0.625e1)$	431,95	426,95
$L_0 = \min(\text{mode1} ; \text{mode2} ; \text{mode3})$		243,85	226,18

$$L_{eff1} = \min(L_0 ; L_1) = 243,85 \text{ mm}$$

$$L_{eff2} = \min(L_0 ; L_1) = 226,18 \text{ mm}$$

Tableau IX- 3 : Résistance du raidisseur dans la zone tendue

	$F_{tRd,1}$	$F_{tRd,2}$
$M_{plRd} = 0.25L_{eff} \times t_p^2 \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	11721426.14 N.mm	10872061.36 N.mm
$n = \min(1.25m ; e)$	70	65
$F_{tRd1,i} = \frac{4M_{plRd}}{m}$	901648.16 N	836312.41 N
$F_{tRd2,i} = \frac{2M_{plRd} + n \sum B_{tRd}}{m + n}$	1623018.79 N	1609094.78 N
$F_{tRd3,i} = \sum B_{tRd}$	1246896 N	1246896 N
$F_{tRd,i} = \min(F_{tRd1,i}; F_{tRd2,i}; F_{tRd3,i})$	901648.16 N	836312.41 N
$F_{tRd,i} = F_{tRd,1} + F_{tRd,2} = 1737960.57 \text{ N}$		

IX.3.1.4. Résistance du raidisseur dans la zone tendue : (âme du tronçon en té)

$$b_{eff} = L_{eff1} + L_{eff2} = 470.03 \text{ mm}$$

$$F_{tRd} = \frac{b_{eff} \times t_r \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{470.03 \times 25 \times 235}{1.1} = 2510387.5 \text{ N}$$

$$F_{tRd} = 2510387.5 \text{ N} > F_{tRd,i} = 1737960.57 \text{ N}$$

IX.3.1.5. Résistance au glissement : (adhérence tige-boulons)

$d = 42 \text{ mm}; H = 500 \text{ mm}$

$D > 5d = 5 \times 42 = 210 \text{ mm} \rightarrow D = 250 \text{ mm}$

$L_2 > 2d = 2 \times 42 = 84 \text{ mm} \rightarrow L_2 = 100 \text{ mm}$

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_s = 2.7 \text{ N/mm}^2$

Pour une seule tige :

$$F_{sRd} = \pi \times 42 \times 2.7 \times (500 + 2.7 \times 250 + 4 \times 42 + 3.5 \times 100)$$

$$F_{sRd} = 603142.4 \text{ N}$$

IX.3.1.6. Résistance de la zone tendue : (Traction centrée)

$$F_{tRd} = \min(8F_{sRd} ; 2F_{tRd.i}) = (8 \times 603142.4 ; 2 \times 1737960.57)$$

$$F_{tRd} = 3475921.14 \text{ N} > N_{sd} = 3469330 \text{ N}$$

IX.3.1.7. Vérification au cisaillement :

$$V_{plrd} = 970.55 \text{ KN}$$

$$F_{vSd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} F_{vRd} = \frac{0.6 f_{ub} A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 * 1000 * 1385.44}{1.25} \\ F_{bRd} = \frac{2.5 t_p \alpha d f_u}{\gamma_{Mb}} = \frac{2.5 * 30 * 1 * 42 * 360}{1.25} \\ F_{bcRd} = \frac{0.29 d^2}{\gamma_{Mb}} \sqrt{f_{ck} E_{cm}} = \frac{0.29 * 42^2}{1.25} \sqrt{25 * 30500} \end{array} \right.$$

$$F_{vSd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} F_{vRd} = 665011.2 \text{ N} \\ F_{bRd} = 1030909.1 \text{ N} \rightarrow F_{vSd} \leq 357360.5 \text{ N} \\ F_{bcRd} = 357360.5 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{vSd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{970550}{8} = 121318.75 \text{ N} \leq F_{bcRd} = 357360.5 \text{ N}$$

IX.3.1.8. Vérification au cisaillement et à la traction :

1^{er} cas :

$$\begin{cases} N = N_{brd} + N_{Dbrd} \cos \alpha = 3469.33 \text{ KN} \\ V = N_{Dbrd} \sin \alpha = 478.26 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{8} = 433.67 \text{ KN} < F_{tRd} = \frac{0.9 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 1039.08 \times 1000}{1.5} = 623.45 \text{ KN}$$

$$F_{vSd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{478.26}{8} = 59.78 \text{ KN} < F_{bCRd} = 357.36 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{tsd}}{1.4F_{tRd}} + \frac{F_{vSd}}{F_{vRd}} = 0.664 \leq 1$$

2^{ème} cas :

$$\begin{cases} N = N_{Dbrd} \cos \alpha = 557.99 \text{ KN} \\ V = \sqrt{V_{plrd}^2 + (N_{Dbrd} \sin \alpha)^2} = 970.55 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{8} = 69.75 \text{ KN} < F_{tRd} = 623.45 \text{ KN}$$

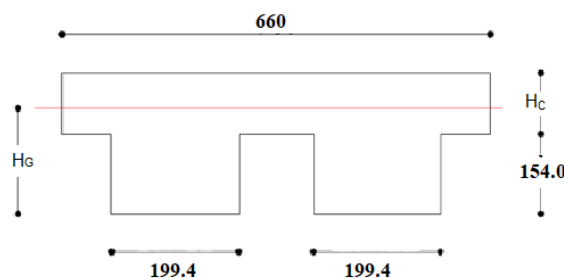
$$F_{vSd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{970.55}{8} = 121.32 \text{ KN} < F_{bCRd} = 357.36 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{tsd}}{1.4F_{tRd}} + \frac{F_{vSd}}{F_{vRd}} = 0.419 \leq 1$$

✓ Vérifié.

IX.3.1.9. Calcul du moment résistant :

➤ **Calcul de la hauteur de la zone comprimée :**



$$\frac{F_{tRd}}{2} = 1737960.57 \text{ N}$$

$$\text{Et } \frac{F_{tRd}}{2} = f_j \times A_c ; \text{ si } h_c < 2c + t_r$$

$$\frac{F_{tRd}}{2} = f_j(h_c \times 660 + 199.4 \times 154.0 \times 2) \rightarrow h_c = 143.96 \text{ mm} < 2c + t_r = 176.9 \text{ mm}$$

- **Le centre de gravité de la zone comprimée :**

$$h_G = \frac{\left(143.96 \times 660 \times \left(\frac{143.96}{2} + 154\right)\right) + \left(2 \times 199.4 \times 154 \times \left(\frac{154}{2}\right)\right)}{(143.96 \times 660 + 2 \times 199.4 \times 154)}$$

$$h_G = 140.2 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \frac{F_{tRd}}{2} (950 - 140.2) \times 10^{-6} = 1407.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = 1407.40 \text{ KN.m} \geq M_{plRd} = 843.65 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Le pied de poteau est vérifié.**

Chapitre X

Infrastructure

X.1.Introduction :

Les fondations ont une importance cruciale dans la stabilité de la structure. Leur rôle principal est de transmettre et répartir les surcharges provenant de la superstructure.

Une fondation doit assurer l'équilibre global de la structure contre le tassement et le renversement. Il existe plusieurs types de fondations en fonction des paramètres de la superstructure et du sol qui sont les suivants :

- Fondations superficielles.
- Fondations semi-profonde.
- Fondations profondes.

La différence entre ces types de fondations réside dans leurs formes et leurs modes de fonctionnement.

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner l'ensemble des fondations qui vont transmettre les charges de la superstructure vers le sol.

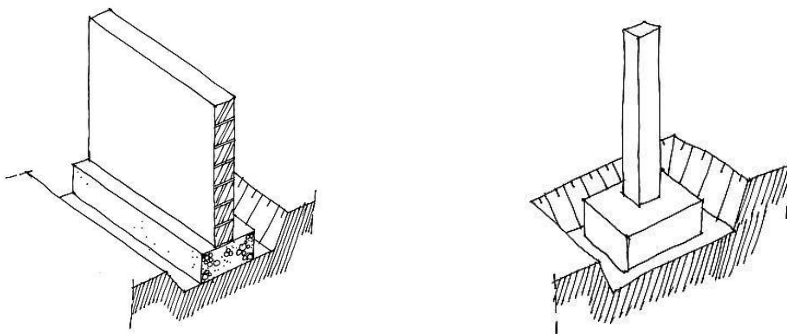


Figure X- 1: Fondations

X.2. Facteurs de choix du type de fondation :

- Le type d'ouvrage à fonder (les charges).
- La nature de terrain.
- Le site.
- La mise en œuvre des fondations.
- Type d'entreprise.
- Le coût des fondations.
- La résistance du sol.

X.3. Étude du sol

Lors de la conception de fondations, la nature du sol dicte la procédure à suivre, il est donc indispensable d'avoir les bons renseignements sur les caractéristiques géotechniques du sol sur lequel sont supposé reposer les fondations.

X.4. Détermination de la contrainte admissible :

Celle-ci sera calculée à partir des résultats obtenus de l'essai de pénétration dynamique en utilisant la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{R_{p_{min}}}{\alpha} = \frac{50}{10} = 2.5 \text{ bars}$$

Avec :

q_{adm} : Contrainte admissible en bars.

$R_{p_{min}} = 50$ bars : Résistance minimale de pointe.

$\alpha = 20$: Coefficient de sécurité.

Compte tenu de la nature du sol (sol meuble S3) et des résultats obtenus nous suggérons :
Des fondations superficielles - semelles isolées - ancrés à une profondeur de **1,00 m**.

On prendra :

- $\bar{\sigma}_{sol_{ser}} = 2.5$ bars à l'ELS
- $\bar{\sigma}_{sol_u} = 3.2$ bars à l'ELU
- C : l'enrobage (Le ferrailage des semelles isolées se fera en FP (Fissuration Préjudiciable). C=3 cm

X.5. Procédure de calcul :

- Plan de repérage.
- Les fondations à calculer.

X.5.1. Plan de repérage :

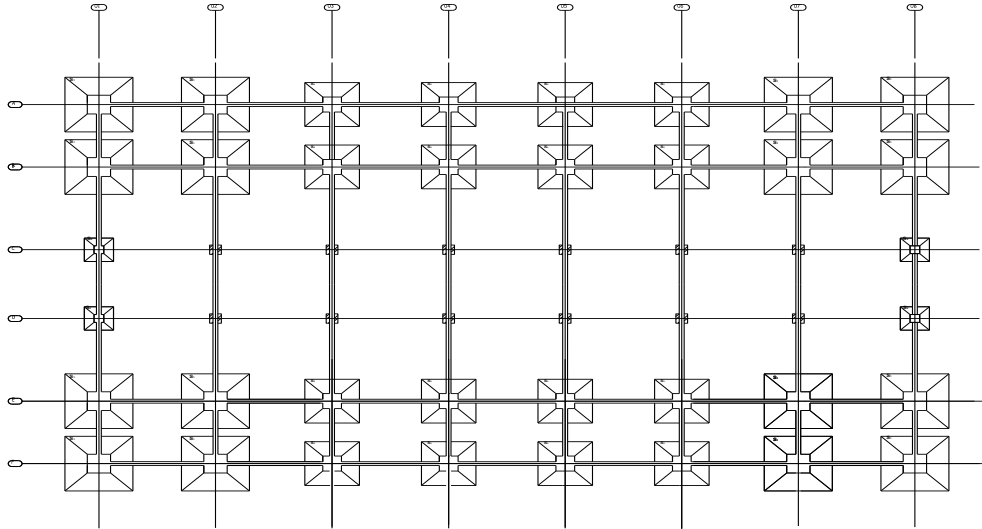


Figure X- 2: plan de fondation

X.5.2. Les fondations à calculer

- Semelles courantes (sous poteaux uniquement)
- Semelles sous poteaux plus palée de stabilité en X
- Semelles sous poteaux plus palée de stabilité en V
- Semelles sous potelets
- Les longrines

X.6.Semelles isolées :

Les semelles isolées sont des éléments en béton armé, situés sous la base de l'ouvrage.

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

Le ferrailage des semelles isolées se fera en FP (Fissuration Préjudiciable).

X.6.1.Méthode de calcul

Coffrage :

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

- Si $B > 6 \cdot e_0$ Aucun soulèvement n'est admis

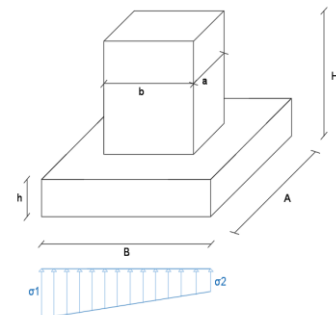
Le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B} \right)$$

Condition de résistance du sol :



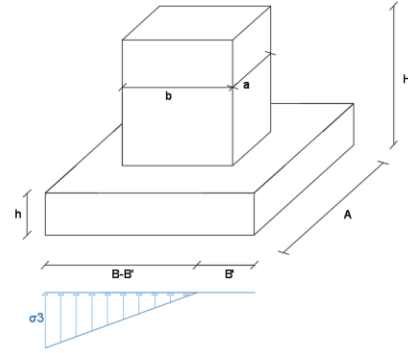
$$A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B} \right)$$

- Si $B < 6 \cdot e_0$ On admet un léger soulèvement. Le diagramme des contraintes du sol est triangulaire

$$\sigma_3 = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot A \left(\frac{B}{2} - e_0 \right)}$$

Condition de résistance du sol :

$$\sigma_3 \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \geq \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \bar{\sigma}_{sol} \left(\frac{B}{2} - e_0 \right)}$$



Ferrailage

Pour le ferrailage des semelles, on utilisera la méthode des consoles

- **Cas de non soulèvement :** Le sol est entièrement comprimé

$$M_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot B \cdot \frac{(A - a)^2}{8}$$

$$M_y = \sigma \cdot B \cdot \frac{(A - a)^2}{8} + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma) \cdot B \cdot \frac{(A - a)^2}{6}$$

Avec : $\sigma = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{B} \cdot x + \sigma_1$

$$x = \frac{A - a}{2}$$

- **Cas de soulèvement :** Dans ce cas on admet un léger soulèvement,

$$M_x = \frac{\sigma_3 - \sigma}{2} \cdot \frac{(B - b)}{2} \cdot \frac{(A - a)^2}{8}$$

$$M_y = \sigma \times A \times \frac{(B - b)^2}{8} + \frac{1}{2} (\sigma_3 - \sigma) \cdot \frac{(B - b)^2}{6}$$

Avec : $\sigma = \frac{\sigma_3}{B' - B} x + \sigma_3$

$$x = \frac{B - b}{2} \quad B' = 3 \cdot e_0 - \frac{B}{2}$$

Le ferrailage se fera en flexion simple.

- **Ferrailage à l'ELU :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \cdot d_0^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} \cdot f_{c28} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right)$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

SDT (situation durable et transitoire)

$$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

- **Ferrailage à l'ELS :**

$$\alpha_r = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \text{en FP}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{ser} < M_{rb} \rightarrow A_s' = 0$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \cdot \bar{\sigma}_s}$$

SA (situation accidentelle)

$$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

- **Conditions de non fragilité :** $A_{CNF} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

M' , N' : les efforts au centre de gravité de la fondation.

$$M' = H' \times V \text{ et } N' = N + N^*$$

N^* : Est le poids de la structure qui revient à la semelle sous la palée de stabilité y compris la dalle flottante, le poids des longrines, le poids des terres au-dessus de la fondation, le poids du fut ainsi que le poids de la maçonnerie.

H' : hauteur d'ancrage ;

N ; V : les efforts internes au pied du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

γ_b ; γ_s : Coefficients de sécurité,

- **Écartements des armatures** : L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau ci-dessous, dans lequel h désigne l'épaisseur totale de la fondation.

Tableau X- 1: espacement max entre barre longitudinal selon le CBA.93 - A7.2.4.2

Directions	Charges réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée	3h et 33 cm	2h et 25 cm
Direction \perp la plus sollicitée	4h et 45 cm	3h et 33 cm

X.6.2. Note de calcul :

X.6.2.1. *Semelles sous poteaux* :

a. Dimensionnement de la semelle :

La semelle doit répondre aux conditions de stabilité au renversement et de résistance du sol, supposons une semelle homothétique :

$$\frac{a}{b} \approx \frac{A}{B} \rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Avec : a et b dimensions de la section du fût

A et B dimensions de la semelle

Pour un fût de dimension : $1.2 \times 1.2 \times 0.70 \text{ m}^3$

$$\frac{a}{b} = \frac{1}{1} \approx \frac{A}{B} \rightarrow A = B$$

b. Effort agissant sur la semelle :

Les efforts présents dans le tableau ci-après ont été retirés des chapitres : Étude des portiques et l'étude sismique.

Tableau X- 2 : b. Effort agissant sur la semelle :

SDT	Combinaisons	M (daN.m)	N (daN)	V (daN)
ELU	$1.35 \times G + 1.5 \times V_{21} + 1.5 \times 0.6 \times S_3 + 1.5 \times 0.87 \times Q_3 + 1.5 \times 0.67 \times Q_P$	9988.6	12976.4	3381,11
	$1.35 \times G + 1.5 \times Q_3 + 1.5 \times 0.6 \times (V_{21} + S_3) + 1.5 \times 0.87 \times (Q_P + Q_T)$	4815.7	27016.3	1956,43
	$1.35 \times G + 1.5 \times V_{21} + 1.5 \times 0.6 \times S_2 + 1.5 \times 0.87 \times Q_4 + 1.5 \times 0.67 \times Q_P$	7159,11	12129,19	5721,23
ELS	$G + V_{21} + 0.6 \times S_3 + Q_3 + 0.67 \times Q_P$	7047,57	7125,75	2392,36
	$G + Q_3 + 0.6 \times (V_{21} + S_3) + 0.87 \times (Q_P + Q_T)$	1476,19	18679,41	1246,55
	$G + V_{21} + 0.6 \times S_2 + Q_4 + 0.67 \times Q_P$	5123,59	8515,07	3971,86
SA				
ELU	$G + Q_P - 1.2E$	61568.18	10927	18688,7
	$G + Q_P + Q_T - 1.2E$	11861.76	29834.2	18009,9
	$G + Q_P + 1.2E$	57185,98	14528,4	20852.5

- Les cas les plus défavorables à considérer sont :

Tableau X- 3 : Combinaison d'action

		M_{poteau} (dan, m)	N_{poteau} (dan)	V_{poteau} (dan)
ELU	SDT	9988.6	12976.4	3381,11
	SA	7159,11	12129,19	5721,23
ELS	SDT	7047,57	7125,75	2392,36
		5123,59	8515,07	3971,86

Tableau X- 4 .Descente de charge :

NG		Charge (daN/m ³) / Surcharge (daN/m ²)	Dimensions
N1	Maçonnerie	900	0.25×B×2
N2	Longrine	2500	$2 \times 0.30 \times 0.25 \times ((B-b) + (A-a))$
N3	Semelle	2500	$h \times A \times B$
N4	Fût	2500	1.2×1.2×0.70
N5	Terre	1800	$[(A \times B) - (1.2 \times 1.2)] \times 0.70$
N6	Dalle flottante	2500	$0.20 \times A \times B$
N7	Surcharge de stockage	450	$A \times B$
N^*_{ELU}	$1.35 (N1+N2+N3+N4+N5+N6) + 1.5 \times 0.67 \times (N7)$		
N^*_{ELS}	$N1+N2+N3+N4+N5+N6+0.67 \times N7$		

d. Méthode de calcul :

Le pré dimensionnement de la semelle se fait par itération :

- 1) On pose une valeur de B ;
- 2) On calcul N^* , N' , H' et M' :

$$N' = N_{poteau} + N^* \qquad M' = V_{poteau} \times H' + M_{poteau} \qquad H' = H_{fut} + h$$

Avec : $d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right.$; c : enrobage

3) On vérifie les conditions :

- **En SDT** : la valeur de B doit vérifier les conditions suivantes :

✓ Condition de non renversement :

$$e_0 = \frac{M'}{N'} \leq \frac{B}{6} \rightarrow B > 6 \cdot e_0$$

✓ Condition de résistance du sol :

$$\frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)}$$

- **En SA** : Si $B > 6 \cdot e_0$ la valeur de B doit vérifier les conditions suivantes :

✓ Condition de résistance du sol :

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)}$$

✓ Condition de non renversement : $B > 4 \cdot e_0$

Si : $B < 6 \cdot e_0$ la valeur de B doit vérifier les conditions suivantes :

✓ Condition de résistance du sol :

$$\frac{N}{2A \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N}{2\bar{\sigma}_{sol} \left(\frac{B}{2} - e_0\right)}$$

✓ Condition de non renversement : $B > 4 \cdot e_0$

Le résultat des itérations a donné une valeur de B égale à 3.5 m, on a donc une semelle de section carrée (3.5×3.5) m²

D'où :

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{A-a}{4} = \frac{3.5-1.2}{4} = 0.575 \text{ m}$$

$$h \geq 0.575 + 0.03 = 0.605 \text{ m}$$

On prend $h=0.7 \text{ m}$

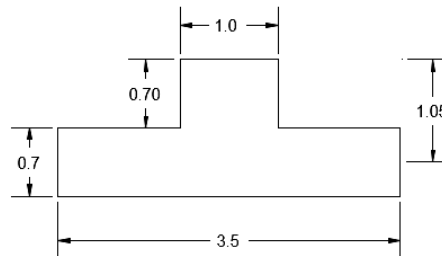


Figure X- 3: dimension de la semelle sous poteau

Tableau X- 5 : Calcul l'effort N

NG		Charge (daN/m ₃) / Surcharge (daN/m ₂)	Dimensions	N (daN)
N1	Maçonnerie	900	0.25×3,5×2	1575
N2	Longrine	2500	2 × (0.30 × 0.25 × 2,3)	862.5
N3	Semelle	2500	0,7×3,5 × 3,5	21437.5
N4	Fût	2500	1.2×1.2×0.70	2520
N5	Terre	1800	[(3,5×3,5) - (1.2×1.2)] × 0.70	13620.6
N6	Dalle flottante	2500	0.20 × 3,5 × 3,5	6125
N7	Surcharge de stockage	450	3,5 × 3,5	5512.5
N*ELU	1.35 (N1+N2+N3+N4+N5+N6) + 1.5×0.67×(N7)			70368.8
N*ELS	N1+N2+N3+N4+N5+N6+0.67×N7			51512.5

e. Descente de charge

Tableau X- 6 : Efforts agissant sur la fondation :

		M _{poteau} (daN,m)	N _{poteau} (daN)	V _{poteau} (daN)	N* (daN)
ELU	SDT	9988.6	12976.4	3381,11	70368.8
		7159,11	12129,19	5721,23	
	SA	61568.18	29834.2	20852.5	70368.8
ELS	SDT	7047,57	7125,75	2392,36	51512.5
		5123,59	8515,07	3971,86	

$$N' = N_{poteau} + N^*$$

$$M' = V_{poteau} \times H' + M_{poteau}$$

Tableau X- 7: Soulèvement et renversement

		N' (daN)	H' (m)	M' (daN.m)	e ₀ (m)	B/6 (m)	Soulèvement	B/4 (m)	Renversement
ELU	SDT	83345,2	1,05	13538,77	0,162	0,583	Non	/	✓
		82497,99	1,05	13166,4	0,16	0,583	Non	/	✓
	SA	100203	1,05	83463,31	0,833	0,583	Oui	0,875	✓
ELS	SDT	58638,25	1,05	9559,55	0,163	0,583	Non	/	✓
		60027,57	1,05	9294,04	0,155	0,583	Non	/	✓

Tableau X- 8 : Vérification de la résistance du sol :

		N' (MN)	e ₀ (m)	σ _{sol} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (Mpa)	Résistance du sol
ELU	SDT	0,833	0,162	0,077	0,32	✓
		0,825	0,16	0,076	0,32	✓
	SA	1	0,833	0,156	0,32	✓
ELS	SDT	0,586	0,163	0,055	0,25	✓
		0,6	0,155	0,056	0,25	✓

✓ Le coffrage est vérifié

XI.4.2.1.1.2. Ferrailage :

Tableau X- 9 : Calcul des contraintes/moments :

		σ ₁ (daN/m ²)	σ ₂ (daN/m ²)	σ ₃ (daN/m ²)	σ (daN/m ²)	M _x (daN.m)	M _y (daN.m)
ELU	SDT	8693,17	4914,21	/	7451,51	15746,29	19161,37
		8581,72	4887,34	/	7367,85	15586,23	18924,87
	SA	/	/	20813,83	12113,03	3308,21	31869,7
ELS	SDT	6124,36	3449,23	/	5245,39	11078,44	13495,98
		6202,27	3598,15	/	5346,63	1134092	13694,29

Tableau X- 10 : Ferrailage à l'ELU :

			M (MN)	d (m)	f _{bu} (Mpa)	μ _{bu}	α	z (m)	A _{su} (cm ²)	ACNF (cm ²)
ELU	x-x	SDT	0,157	0,657	14.17	0,026	0,033	0,648	6,97	9,52
			0,156	0,657	14.17	0,026	0,033	0,648	6,92	9,52
	y-y	SDT	0,033	0,657	18,48	0,004	0,005	0,656	1,26	9,52
			0,192	0,652	14.17	0,032	0,041	0,644	8,57	9,45
	SA	SA	0,189	0,652	14.17	0,031	0,039	0,642	8,46	9,45
			0,319	0,652	18,48	0,041	0,052	0,638	12,5	9,45

Tableau X- 11: Ferrailage à l'ELU :

			M (MN)	d (m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	α _{rb}	μ _{rb}	M _{rb} (MN)	z _{rb} (m)	A _{ser} (m ²)
ELS	x-x	SDT	0,157	0,657	15	0.527	0.194	1,26	0,483	16,12
			0,156	0,657	15	0.527	0.194	1,26	0,483	16,02
	y-y	SDT	0,192	0,652	15	0.527	0.194	1,24	0,48	19,84
			0,189	0,652	15	0.527	0.194	1,24	0,48	19,53

• **Ferrailage à adopter :**

$$A_{sx} = \max (A_{Su,x}; A_{Sser,x} ; A_{CNF})$$

$$A_{sy} = \max (A_{Su,y}; A_{Sser,y} ; A_{CNF})$$

Tableau X- 12 : Ferrailage à adopter

	As (cm ²)	As adopté (cm ²)		Espacement (cm)
x-x	16,12	12Ø14	18,47	18
y-y	19,84	14Ø14	21,55	18

SENS Y-Y

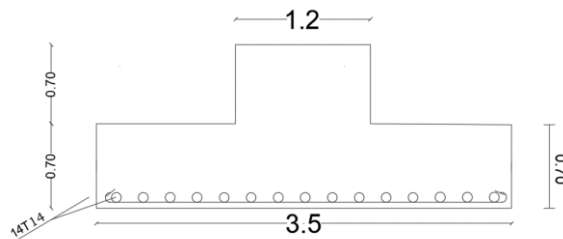


Figure X- 4: ferrailage de la semelle sous poteau selon le sens y-y

SENS X-X

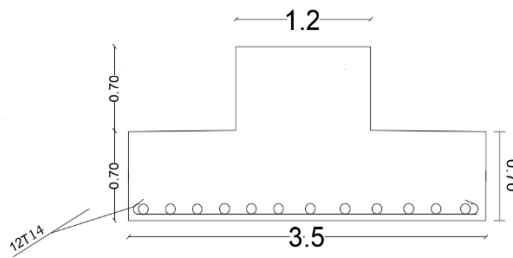


Figure X- 5: ferrailage de la semelle sous poteau selon le sens x-x

X.6.2.2. Semelle sous poteau de rive avec palée de stabilité en X :

a. Effort agissant sur la semelle :

Les efforts présents dans le tableau ci-après ont été retirés des chapitres : stabilité et contreventement

$$N = N_{\text{diagonale}} \times \cos(\alpha) \quad V = N_{\text{diagonale}} \times \sin(\alpha) \quad \alpha = 59.7^\circ$$

Tableau X- 13 : Effort agissant sur la semelle :

		N _{diagonale} (daN)	N (daN)	V (daN)
ELU	SDT	2091.4	1055.2	1805.7
	SA	3440.3	16871.6	28872.2
ELS	SDT	1991.8	1004.9	1719.7

Le résultat des itérations a donné une valeur de B égale à 4 m on a donc une semelle de section carrée (4 × 4)m²

D'où :

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{A - a}{4} = \frac{4 - 1.2}{4}$$

$$h \geq 0.7 + 0.03 = 0.73 \text{ m}$$

On prend h = 0.75m

Tableau X- 14 : Descente de charge :

NG		Charge (daN/m ₃) / Surcharge (daN/m ₂)	Dimensions	N (daN)
N1	Maçonnerie	900	0.25×3,5×2	1575
N2	Longrine	2500	2 × (0.30 × 0.25 × 2,3)	862.5
N3	Semelle	2500	0,7×3,5 × 3,5	21437.5
N4	Fût	2500	1.2×1.2×0.70	2520
N5	Terre	1800	[(3,5×3,5) - (1.2×1.2)] × 0.70	13620.6
N6	Dalle flottante	2500	0.20 × 3,5 × 3,5	6125
N7	Surcharge de stockage	450	3,5 × 3,5	5512.5
N*ELU	1.35 (N1+N2+N3+N4+N5+N6) + 1.5×0.67×(N7)			70368.8
N*ELS	N1+N2+N3+N4+N5+N6+0.67×N7			51512.5

Tableau X- 15 : moment et l'effort tranchant

		M _{poteau} (daN.m)	N _{poteau} (daN)	V _{poteau} (daN)	N* (daN)	N (daN)	V (daN)
ELU	SDT	9988.6	12976.4	3381.1	94116.1	-1055.2	-1805.7
		4815.7	27016.3	5721.2	94116.1	-1055.2	-1805.7
	SA	61568.2	29834.2	20852.5	94116.1	-16871.6	-28872.2
ELS	SDT	7047.57	7125.75	2392.36	68915.6	-1004.9	-1719.7
		5123.59	8515.07	3971.86	68915.6	-1004.9	-1719.7

$$N' = N_{poteau} + N + N^*$$

$$M'_x = V \times H'$$

$$M'_y = V_{poteau} \times H' + M_{poteau}$$

		H' (m)	M' _x (daN.m)	M' _y (daN.m)	N' (daN)	e _{0x} (m)	e _{0y} (m)	B/6 (m)	Soulèvement	
									x-x	y-y
ELU	SDT	1.05	1896	13538.8	106037.33	0.018	0.128	0.67	Non	Non
		1.05		10822.9	120077.2		0.09	0.67	Non	Non
	SA	1.05	30315.8	83463.3	138812.7	0.218	0.601	0.67	Non	Non
ELS	SDT	1.05	1805.7	9559.5	75036.5	0.24	0.127	0.67	Non	Non
		1.05		9294.1	76425.8		0.122	0.67	Non	Non

Tableau X- 16 : Vérification du coffrage :

			N' (MN)	e ₀ (m)	B/4 (m)	Non renversement	σ _{sol} (Mpa)	σ̄ _{sol} (Mpa)	Résistance du sol
x-x	ELU	SDT	1.201	0.018	1	✓	0.076	3.2	✓
		SA	1.388	0.218	1	✓	0.1	3.2	✓
	ELS	SDT	0.764	0.24	1	✓	0.056	2.5	✓
y-y	ELU	SDT	1.201	0.128	1	✓	0.082	3.2	✓
			1.201	0.09	1	✓	0.08	3.2	✓
		SA	1.388	0.601	1	✓	0.126	3.2	✓
	ELS	SDT	0.764	0.127	1	✓	0.052	2.5	✓
			0.764	0.122	1	✓	0.052	2.5	✓

✓ Le coffrage est vérifié.

d. Ferrailage :

Tableau X- 17 : Calcul des contraintes/moments :

			σ ₁ (daN/m ²)	σ ₂ (daN/m ²)	σ (daN/m ²)	M _x (daN.m)	M _y (daN.m)
x-x	ELU	SDT	7708.9	7303.6	7567.1	29424.5	30033.6
		SA	11511.7	5838.3	9526	34006	42531.2
	ELS	SDT	6494	3056	5290.7	18718	23884.2
y-y	ELU	SDT	8947.4	6065.1	7938.6	29424.5	33755.6
			8519.6	6492.9	7810.3	29424.5	32470.01
		SA	16495.5	854.5	11021.2	34006	57509.3
	ELS	SDT	5684.6	3865.4	5047.9	18718	21451.7
			5648.8	3901.2	5037.1	18718	21344

Tableau X- 18 : Ferrailage à L'ELU :

ELU		M (MN)	d (m)	f _{bu} (Mpa)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)
x-x	SD T	0.294	0.713	14.17	0.01	0.013	0.709	11.92	34.44
	SA	0.34	0.713	18.47	0.009	0.011	0.710	13.77	34.44
	SD T	0.294	0.713	14.17	0.01	0.013	0.709	11.92	34.44
	SA	0.34	0.713	18.47	0.009	0.011	0.710	13.77	34.44
y-y	SD T	0.3	0.699	14.17	0.011	0.014	0.695	12.41	33.76
	SA	0.425	0.699	18.47	0.012	0.015	0.695	17.58	33.76
	SD T	0.338	0.699	14.17	0.012	0.015	0.695	13.98	33.76
	T	0.325	0.699	14.17	0.012	0.015	0.695	13.44	33.76
	SA	0.575	0.699	18.47	0.016	0.02	0.693	23.85	33.76

Tableau X- 19 : Ferrailage à L'ELU :

ELS	M (MN)	d (m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	α _{rb}	μ _{rb}	M _{rb} (MN)	Z _{rb} (m)	A _{s,ser} (cm ²)
x-x	0.187	0.713	15	0.527	0.194	5.917	0.588	15.77
	0.187	0.713	15	0.527	0.194	5.917	0.588	15.77
	0.187	0.713	15	0.527	0.194	5.917	0.588	15.77
y-y	0.239	0.699	15	0.527	0.194	5.687	0.576	20.58
	0.215	0.699	15	0.527	0.194	5.687	0.576	18.51
	0.213	0.699	15	0.527	0.194	5.687	0.576	18.34

Tableau X- 20 : l'espacement et section adopté

	A _s (cm ²)	A _s adopté (cm ²)	espacement (cm)
x-x	34.44	18Ø16	36.19
y-y	33.76	17Ø16	34.18

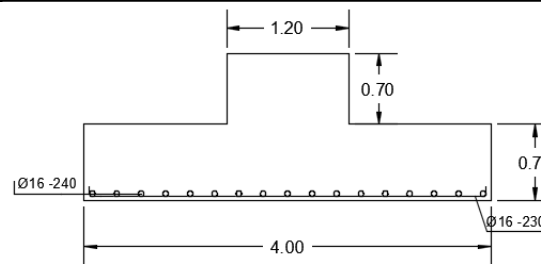


Figure X- 6: ferrailage de la semelle sous poteau de rive avec palée de stabilité en X

X.6.2.3. Semelle sous poteau de rive avec palée de stabilité en V:

$$N = N_{diagonale} \times \cos(\alpha)$$

$$V = N_{diagonale} \times \sin(\alpha) \quad \alpha = 40.6^\circ$$

Tableau X- 21 : Effort agissant sur la semelle :

		N _{diagonale} (daN)	N (daN)	V (daN)
ELU	SDT	8129.7	6172.6	5290.6
	SA	49710.1	37743.5	32350.1
ELS	SDT	7742.6	5878.7	5038.68

Le résultat des itération a donné une valeur de B égale à 4m on a donc une semelle de section carrée $(4 \times 4)m^2$

D'où :

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{A - a}{4} = \frac{4 - 1.2}{4}$$

$$h \geq 0.7 + 0.03 = 0.73 \text{ m}$$

On prend $h = 0.75m$

Tableau X- 22 : Descente de charge :

NG		Charge (daN/m ₃) / Surcharge (daN/m ₂)	Dimensions	N (daN)
N1	Maçonnerie	900	0.25×3,5×2	1575
N2	Longrine	2500	2 × (0.30 × 0.25 × 2,3)	862.5
N3	Semelle	2500	0,7×3,5 × 3,5	21437.5
N4	Fût	2500	1.2×1.2×0.70	2520
N5	Terre	1800	[(3,5×3,5) - (1.2×1.2)] × 0.70	13620.6
N6	Dalle flottante	2500	0.20 × 3,5 × 3,5	6125
N7	Surcharge de stockage	450	3,5 × 3,5	5512.5
N*ELU	1.35 (N1+N2+N3+N4+N5+N6) + 1.5×0.67×(N7)			70368.8
N*ELS	N1+N2+N3+N4+N5+N6+0.67×N7			51512.5

Tableau X- 23 : moment et l'effort tranchant

		M_{poteau} (daN.m)	N_{poteau} (daN)	V_{poteau} (daN)	N^* (daN)	N (daN)	V (daN)
ELU	SDT	9988.6	12976.4	3381.1	94116.1	-6172.6	-5290.6
		4815.7	27016.3	5721.2	94116.1	-6172.6	-5290.6
	SA	61568.2	29834.2	20852.5	94116.1	-37743.5	-32350.1
ELS	SDT	7047.57	7125.75	2392.36	68915.6	-5878.7	-5038.68
		5123.59	8515.07	3971.86	68915.6	-5878.7	-5038.68

$$N' = N_{poteau} + N + N^*$$

$$M'_x = V \times H'$$

$$M'_y = V_{poteau} \times H' + M_{poteau}$$

		H' (m)	M'_x (daN.m)	M'_y (daN.m)	N' (daN)	e_{0x} (m)	e_{0y} (m)	B/6 (m)	Soulèvement	
									x-x	y-y
ELU	SDT	1.05	5555.1	13538.8	100919.9	0.055	0.134	0.67	Non	Non
		1.05		10822.9			114959.8		0.094	0.67
	SA	1.05	33967.6	83463.3	91600.2	0.37	0.900	0.67	Non	Oui
ELS	SDT	1.05	5290.6	9559.5	71002.7	0.075	0.134	0.67	Non	Non
		1.05		9294.1			72392		0.128	0.67

Tableau X- 24 : Vérification du coffrage :

sen			N' (MN)	e_0 (m)	B/4 (m)	Non renversement	σ_{sol} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (Mpa)	Résistance du sol
x-x	ELU	SDT	1.009	0.055	1	✓	0.066	3.2	✓
		SA	0.916	0.37	1	✓	0.073	3.2	✓
	ELS	SDT	0.710	0.075	1	✓	0.047	2.5	✓
y-y	ELU	SDT	1.009	0.134	1	✓	0.069	3.2	✓
			1.150	0.094	1	✓	0.077	3.2	✓
	SA	0.916	0.900	1	✓	0.104	3.2	✓	
	ELS	SDT	0.710	0.134	1	✓	0.049	2.5	✓
			0.724	0.128	1	✓	0.050	2.5	✓

✓ Le coffrage est vérifié.

c. Ferrailage :

Tableau X- 25 : Calcul des contraintes/moments :

			σ_1 (daN/ m ²)	σ_2 (daN/m ²)	σ_3 (daN/m ²)	σ (daN/m ²)	M_x (daN.m)	M_y (daN.m)
x-x	ELU	SDT	6826.5	5786	/	6462.3	24720.5	26284
		SA	8902.4	2547.6	/	6678.2	22442	31991.1
	ELS	SDT	4936.7	3938.3	/	4587.3	17395	18895.3
y-y	ELU	SDT	7573.8	5038.7	/	6686.5	24720.5	28529.9
			8200.9	6174.1	/	7491.5	28175	31220.6
	SA	/	/	13878.8	7990.8	15002.5	46711.2	
	ELS	SDT	5329.4	3545.6	/	4705.1	17395	20075.5
			5393.8	3656.2	/	4785.6	17738	20349

Tableau X- 26 : Ferrailage à l'ELU :

ELU		M (MN)	d (m)	f_{bu} (Mpa)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{CNF} (cm ²)
x-x	SDT	0.247	0.713	14.17	0.009	0.011	0.710	10.00	34.44
	SA	0.224	0.713	18.47	0.006	0.008	0.711	9.06	34.44
	SDT	0.247	0.713	14.17	0.009	0.011	0.710	10.00	34.44
		0.282	0.713	14.17	0.010	0.013	0.709	11.44	34.44
	SA	0.150	0.713	18.47	0.004	0.005	0.712	6.06	34.44
y-y	SDT	0.263	0.699	14.17	0.009	0.011	0.696	10.86	33.76
	SA	0.320	0.699	18.47	0.009	0.011	0.696	13.22	33.76
	SDT	0.285	0.699	14.17	0.010	0.013	0.695	11.79	33.76
		0.312	0.699	14.17	0.011	0.014	0.695	12.91	33.76
	SA	0.467	0.699	18.47	0.013	0.016	0.695	19.32	33.76

Tableau X- 27: Ferrailage à l'ELS :

ELS		M (MN)	d (m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	α_{rb}	μ_{rb}	M_{rb} (MN)	Z_{rb} (m)	$A_{s\ ser}$ (cm ²)
x-x		0.174	0.713	15	0.527	0.194	5.917	0.588	14.68
		0.174	0.713	15	0.527	0.194	5.917	0.588	14.68
		0.177	0.713	15	0.527	0.194	5.917	0.588	14.93
y-y		0.189	0.699	15	0.527	0.194	5.687	0.576	16.27
		0.201	0.699	15	0.527	0.194	5.687	0.576	17.31
		0.203	0.699	15	0.527	0.194	5.687	0.576	17.48

Tableau X- 28 : section des armatures :

	A_s (cm ²)	$A_{s\ adopté}$ (cm ²)		espacement (cm)
x-x	34.44	18Ø16	36.19	23
y-y	33.76	17Ø16	34.18	24

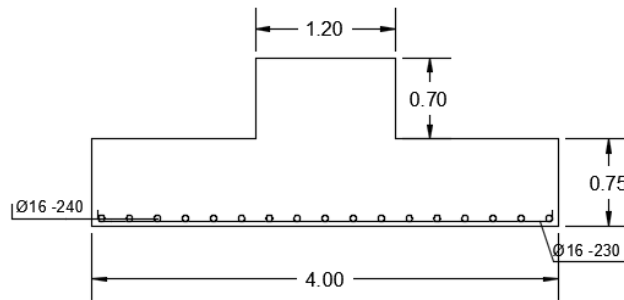


Figure X- 7: ferrailage de la semelle sous poteau de rive avec palée de stabilité en V

X.6.2.4. Semelles sous potelets :

a. Coffrage :

Les efforts que doit transmettre le potelet à la fondation sont :(Ch. III. Éléments secondaires)

- $N_u=2527.011$ daN.
- $V_u=282,261$ daN.
- $N_{ser}=1871.86$ daN.
- $V_{ser}=188,408$ daN.

Le dimensionnement se fait de la même manière que précédemment.

- Nous prenons donc des semelles carrées de (1.5×1.5) m² et un fût de $(0.4 \times 0.4 \times 1.05)$ m³ :

D'où :

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{A-a}{4} = \frac{1.5-0.4}{4} = 0.275 \text{ m}$$

$$h \geq 0.275 + 0.03 = 0.305 \text{ m}$$

On prend $h = 0.35 \text{ m}$

Tableau X- 29 : l'effort Nsd à l'ELU et ELS :

	Nsd (daN)	N* (daN)	N'(daN)	Vsd (daN)	H' (m)	M' (daN.m)	e ₀ (m)	B/6 (m)	Soulèvement
ELU	2527.011	13063.1	15590,11	2822.61	1.225	3457.7	0,22	0,25	Non
ELS	1871.86	9563.85	11435,71	1884.08	1.225	2308	0,2	0,25	Non

La fondation est stable vis-à-vis du renversement.

- La résistance du sol à ELU :

$$\sigma_m = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B} \right) = 0.1 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.32 \text{ Mpa}$$

- La résistance du sol à ELS :

$$\sigma_m = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B} \right) = 0.07 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25 \text{ Mpa}$$

✓ La résistance du sol est vérifiée.

✓ Le coffrage est vérifié

b. Ferrailage :

- Méthode des consoles :

Tableau X- 30 : calcul les contraintes :

	σ_1 (daN/m ²)	σ_2 (daN/m ²)	σ (daN/m ²)	M_x (daN.m)	M_y (daN.m)
ELU	13026,4	831,47	8554,93	1572	2617,21
ELS	9148,57	1016,51	6166,81	1153,1	1850,09

Tableau X- 31 : Ferrailage :

		M (MN)	d (m)	f _{bu} (Mpa)	μ _{bu}	α	z (m)	A _{su} (cm ²)	ACNF (cm ²)
ELU	x-x	0,016	0,253	14.17	0,018	0,023	0,251	1,82	3,05
	y-y	0,026	0,119	14.17	0,053	0,068	0,116	4.31	1,44

		M (MN)	d (m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	α _{rb}	μ _{rb}	Mrb (MN)	z _{rb} (m)	A _{ser} (m ²)
ELS	x-x	0,012	0,253	15	0.527	0.194	0,186	0,21	2,83
	y-y	0,019	0,119	15	0.527	0.194	0,116	0,16	5,89

Tableau X- 32 : la section des armatures adopté :

		A _s (cm ²)	A _s adopté (cm ²)		Espacement (cm)
x-x		3,05	8Ø10	6,28	20
y-y		5,89	7Ø10	5.50	23

- **Ferrailage à adopter :**

$$A_{sx} = \max (A_{Su,x}; A_{Sser,x}; A_{CNF})$$

$$A_{sy} = \max (A_{Su,y}; A_{Sser,y}; A_{CNF})$$

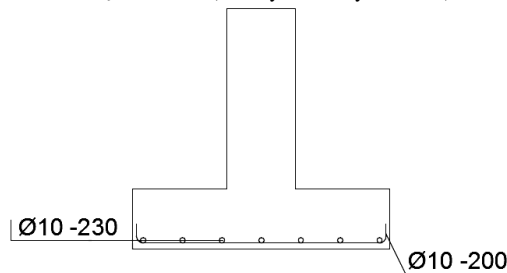


Figure X- 8: Ferrailage de la semelle sous potelet

X.7.Les longrines :

X.7.1. Dimensions :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines

- Sites de catégorie S3 : 25 cm×30 cm

Une longrine est une poutre en béton armé disposée horizontalement entre ou le long de massifs de fondation et servant à mieux répartir les charges des éléments supportés et à éviter le tassement différentiel entre les semelles.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α = Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site à considérer :

$$\text{Zone III et S3} \rightarrow \alpha = 10$$

On prend des longrines de dimensions : a=25 cm ; b=30 cm

D'où : $d = 0.9 h = 0.27 \text{ m}$

X.7.2. Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage se fait à la traction :

À l'ELU : $A_u \geq \frac{F}{f_e/\gamma_s}$

À l'ELS : $A_{ser} \geq \frac{F}{\sigma_s}$; $\bar{\sigma}_s (FP) = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta ft28})$

Tableau X- 33 : Ferrailage longitudinal

	ELU		ELS
	SDT	SA	
N (MN)	0,833	1.388	1
$F = N/\alpha$ (MN)	0,0833	0,1388	0,1
As (cm ²)	2,4	3,47	4,96
ACNF (cm ²)	0,815		
As min (cm ²)	4,5		
As adopté (cm ²)	8Ø10		
	6.28		

- **Condition de non fragilité (BAEL 99. Art. A.4.2) :**

$$A_{CNF} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{ft28}{f_e} = 0.23 \times 0.25 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage minimum (RPA) :**

0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inf à min (20 cm, 15Øl)

$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$

$As = \max(A_u; A_{ser}; A_{CNF}; A_{min}) = \max(1.34, 1.23, 1, 6.3) = 6.3 \text{ cm}^2$

On prend : $As = 6,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12 = 6.78\text{cm}^2$; $C = 3 \text{ cm}$.

X.7.3. Ferrailage transversal :

Nous prenons un cadre de T8 $\rightarrow A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$St = \min(a, 20 \text{ cm}, 15\phi) = \min(25 \text{ cm}, 20 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) \rightarrow S = 15 \text{ cm}$

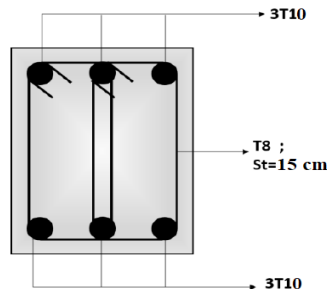


Figure X- 9: ferrailages de longrine

X.7.4. Vérification de la stabilité globale :

- **Moment stabilisant :** $s = \sum_1^3 W_i \times h_i$

Tableau X- 34 : Vérification de Moment stabilisant

	W1	W2	W3	Ms (KN.m)
Unité (KN)	2713,9	2242,6	410,2	
XG (m)	11,5	11,4	11,5	61492,79
YG (m)	21	20,8	21	112252,18

- **Moment renversant :**

$M_{rx} = 10468,813 \text{ KN.m} < M_{sx} = 61492,79 \text{ KN.m}$

$M_{ry} = 8653,036 \text{ KN.m} < M_{sy} = 112252,18 \text{ KN.m}$

✓ **La structure est stable vis-à-vis du renversement.**

CONCLUSION GENERALE :

Notre projet de fin d'étude consistait à réaliser l'étude d'un hangar en charpente métallique à usage multiple comportant un pont roulant, Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure, à la fois pour le calcul nécessitant des logiciels, mais aussi pour les vérifications et les dimensionnements manuels. Ce qui nous a donné l'occasion de nous habituer avec les différents outils informatiques (Robot, AutoCAD, Excel), ainsi que les différents règlements de conception et de calcul d'ouvrages dans le domaine du bâtiment.

À la fin de l'étude effectuée on déduit que :

- Les actions climatiques (Neige et vent) sont les plus défavorables dans les constructions métalliques par rapport à l'action sismique pour leur flexibilité.
- La présence de pont roulant générer un mauvais comportement avec la structure vis-à-vis le séisme.

La précision dans les calculs et la vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises, les causes des désordres en construction métallique sont multiple et leurs conséquences de portées très variables. Il faut retenir que tous les intervenant concernés (conception, calculs, dessins, fabrication et réalisation,...) sont impliqués et responsables à leurs niveaux respectifs d'intervention.

Ce travail nous a permis d'appliquer ce que nous avons appris durant toute la période de Formation Surtout d'élargir nos connaissances et les appliquer sur un projet réel.

Bibliographie

➤ Règlements utilisés :

- **DTR.BC.2.44** : Règles de conception des Structures en aciers « **CCM97** ».
- **DTR.BC.2.48** : Règles Parasismiques Algériennes « **RPA99/ VERSION 2003** ».
- **DTR. BC.2.41** : Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé « **C.B.A.93** ».
- Calcul des Structures en béton armé « **B.A.E.L.91** »
- **DTR.BC.2.47** : Règlement Neige et Vent « **version 2013** ».
- ArcelorMittal, « Rails ».
- Abus-pont-roulant-fiche technique.
- Aciers de construction Caractéristiques et bases de choix par Louis FRUITET et Guy MURRY
- Constructions métalliques Moyens d'assemblage par Louis FRUITET

➤ Cours :

- Cours de charpente métallique : Mme. Boumiza (U.A.M.O.B).
- Cours de béton armé : Mr. Amrane (U.A.M.O.B).

➤ Mémoire :

- Etude d'un bâtiment métallique compose d'un bloc a usage de bureau et d'un bloc à usage industriel – juin 2018 – (YAHIAOUI mohamed fouad, AMMARI mohamed salah)

➤ Logiciels :

- AutoCAD 2019 - Français (French)
- Tekla structure 2019.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015.
- RDM 6
- Microsoft office 2013 (Word, Excel).