

# SOMMAIRE

<b>Remerciements</b> .....	<b>I</b>
<b>Dédicace</b> .....	<b>II</b>
<b>Dédicace</b> .....	<b>III</b>
<b>Résumé</b> .....	<b>IV</b>
<b>Sommaire</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>Liste des tableaux</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>Liste des figures</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>Liste des notations</b> .....	<b>XIII</b>
<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Généralités</b> .....	<b>2</b>
I.1 INTRODUCTION : .....	2
I.2 DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET :.....	2
I.3 LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE : .....	3
I.4 REGLEMENTS UTILISES : .....	3
I.5 LOGICIELS UTILISES : .....	3
I.6 MATERIAUX.....	4
I.6.1 L'acier de construction.....	4
I.6.2 Le béton : .....	4
I.6.3 Les assemblages :.....	4
I.6.3.1 Le boulonnage :.....	4
I.6.3.2 Le soudage .....	4
<b>Chapitre II : Evaluation des charges</b> .....	<b>5</b>
II.1. INTRODUCTION .....	5
II.2 CHARGES PERMANENTES.....	5
II.3 CHARGES D'EXPLOITATION .....	6
II.4 SURCHARGES CLIMATIQUES .....	7
II.4.1 Neige :.....	7
II.4.1.1 Valeur caractéristique de la neige $S_k$ : .....	7
II.4.1.2 Coefficient de forme de la toiture $\mu$ :.....	7
II.4.1.3 Surcharges de la neige $S$ : .....	7
II.4.2 Vent : .....	8
II.4.2.1 Données du site : .....	8
II.4.2.2 Calcul du coefficient dynamique $C_d$ : .....	9
II.4.2.3 Pression dynamique du vent : .....	9
II.4.2.4 Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ : .....	10
II.4.2.5 Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ : .....	20

II.4.2.6 Calcul de la pression du vent $q_j$ :	21
II.5 L'EFFET DE FROTTEMENT :	244
II.6 CONCLUSION :	25
<b>Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments</b>	<b>26</b>
III.1 INTRODUCTION :	26
III .2 PRINCIPES DU REGLEMENT CCM97 :	26
III .3 COEFFICIENT DE SECURITE :	26
III.4 VALEURS DES FLECHES ADMISSIBLES :	27
III .5 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES DE LA STRUCTURE :.....	27
III .5.1 Les pannes :	27
III.5.1.1 Les pannes pour toiture à double versant :	27
III.5.1.2 Les pannes pour toiture à un seul versant :	31
III.6 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS DE LA STRUCTURE :.....	311
III.6.1 Les poutres :	311
III.6.2 Les traverses :	333
III.6.3 Traverses (bloc de stockage) :	377
<b>Chapitre IV : Etude du plancher mixte</b>	<b>400</b>
IV.1 INTRODUCTION :	400
IV.2 VERIFICATION DE LA TOLE PROFILEE :	400
IV.2.1 Entraxe des solives :	400
IV.3 ETUDE DU PLANCHER :	422
IV.3.1 Calcul du plancher de l'étage courant :	433
IV.3.1.1 Vérification de la condition de résistance :	433
IV.3.1.2 Vérification au cisaillement :	455
IV.3.1.3 Vérification de la flèche :	455
IV.3.2 Etude des connecteurs :	455
IV.3.3 Calcul du ferrailage :	477
IV.4 CONCLUSION :	477
<b>Chapitre V : Etude sismique</b>	<b>48</b>
V.1 INTRODUCTION :	48
V.2 PRINCIPE DE LA METHODE :	48
V.3 DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :.....	48
V.3.1 Coefficient d'accélération « A » :	48
V.3.2 Coefficient de comportement global de la structure « R » :	49
V.3.3 Le pourcentage d'amortissement critique $\xi$ :	49
V.3.4 Facteur de correction d'amortissement $\eta$ :	49
V.3.5 Périodes T1, T2 du site :	49

V.3.6 Facteur de qualité « Q » :.....	49
V.3.7 Spectre de réponse de calcul :.....	500
V.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :.....	511
V.4.1 Modélisation de la structure :.....	511
V.4.2 Analyse modale :.....	533
V.5 ANALYSE MODALE SPECTRALE :.....	533
V.6 VERIFICATION DE LA STRUCTURE :.....	544
V.6.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :.....	544
V.6.2 Vérification de la force sismique à la base :.....	545
V.6.3 Vérification des déplacements :.....	555
V.7 CONCLUSION :.....	556
<b>Chapitre VI : Dimensionnement des éléments de la structure .....</b>	<b>577</b>
VI.1 INTRODUCTION :.....	577
VI.2 ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :.....	577
VI.2.1 Calcul du chéneau :.....	577
VI.2.2 Calcul des liernes :.....	577
VI.2.2.1 Les efforts dans les liernes :.....	588
VI.2.2.2 Dimensionnement des liernes :.....	588
VI.2.3 Les escaliers :.....	59
VI.2.3.1 Dimensionnement des éléments de l'escalier :.....	60
VI.2.3.2 vérification de la poutre du limon :.....	611
VI.2.3.3 Poteau escalier :.....	644
VI.2.4 Justification des pannes :.....	666
VI.2.4.1 Effort sollicitant :.....	677
VI.2.4.2 Vérification de la classe de la section transversale :.....	677
VI.2.4.3 Vérification de la flèche :.....	677
VI.2.4.4 Condition de résistance :.....	677
VI.2.4.5 Résistance au voilement par cisaillement :.....	69
VI.2.4.6 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :.....	69
VI.2.4.7 Effort sollicitant :.....	70
VI.2.4.8 Condition de flèche :.....	70
VI.2.4.9 Condition de résistance :.....	70
VI.2.4.10 Résistance au voilement par cisaillement :.....	700
VI.2.4.11 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :.....	700
VI.2.5 Justification des sablières :.....	71
VI.2.5.1 Effort sollicitant :.....	71
VI.2.5.2 Vérification de la classe de la section transversale :.....	71

VI.2.5.3 Vérification de la flèche : .....	711
VI.2.5.4 Condition de résistance : .....	711
VI.2.5.5 Effort sollicitant : .....	733
VI.2.5.6 Vérification de la classe de la section transversale : .....	733
VI.2.5.7 Vérification de la flèche : .....	73
VI.2.5.8 Condition de résistance : .....	74
VI.2.6 Justification de la poutre ascenseur : .....	755
VI.2.6.1 Effort sollicitant : .....	76
VI.2.6.2 Vérification de la classe de la section transversale : .....	76
VI.2.6.3 Vérification de la flèche : .....	76
VI.2.6.4 Condition de cisaillement : .....	76
VI.3 ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS : .....	777
VI.3.1 Justification des poteaux : .....	777
VI.3.1.1 Effort sollicitant : .....	78
VI.3.1.2 Vérification de la classe de la section transversale : .....	78
VI.3.1.3 Moment fléchissant + Effort normal : .....	788
VI.3.2 Justification des traverses : .....	80
VI.3.2.1 Effort sollicitant : .....	80
VI.3.2.2 Vérification de la classe de la section transversale : .....	80
VI.3.2.3 Vérification de la flèche : .....	800
VI.3.2.4 Condition de résistance : .....	81
VI.3.2.5 Effort sollicitant : .....	83
VI.3.2.6 Vérification de la classe de la section transversale : .....	83
VI.3.2.7 Vérification de la flèche : .....	83
VI.3.2.8 Condition de résistance : .....	83
VI.3.3 Justification des poutres principales : .....	85
VI.3.3.1 Effort sollicitant : .....	855
VI.3.3.2 Vérification de la classe de la section transversale : .....	855
VI.3.3.3 Vérification de la flèche : .....	86
VI.3.3.4 Condition de résistance : .....	86
VI.3.4 Justification des poutres secondaires : .....	866
VI.3.4.1 Effort sollicitant : .....	87
VI.3.4.2 Vérification de la classe de la section transversale : .....	87
VI.3.4.3 Vérification de la flèche : .....	87
VI.3.4.4 Condition de résistance : .....	87
VI.3.5 Justification des contreventements : .....	88
VI.3.5.1 Effort sollicitant : .....	88

VI.3.5.2 Effort axial de traction :.....	88
VI.3.6 Justification des stabilités :.....	88
VI.3.6.1 Effort sollicitant.....	88
VI.3.6.2 Résistance plastique de la section brute :.....	888
VI.4 CONCLUSION :.....	89
<b>Chapitre VII : Calcul des assemblages &amp; fondations.....</b>	<b>91</b>
VII.1 INTRODUCTION :.....	91
VII.2 ETUDE DES ASSEMBLAGES :.....	91
VII.2.1 Classification des assemblages :.....	91
VII.3 CALCUL DES ASSEMBLAGES :.....	91
VII.3.1 Assemblage poteau-traverse (HEA320-IPE 500) :.....	91
VII.3.1.1 Efforts sollicitant :.....	91
VII.3.1.2 Soudure de la platine :.....	92
VII.3.1.3 Disposition constructives :.....	92
VII.3.1.4 Calcul des boulons sollicités en traction :.....	93
VII.3.1.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :.....	93
VII.3.1.6 Vérification de la pression diamétrale :.....	93
VII.3.2 Assemblage traverse -traverse (IPE500-IPE500) :.....	94
VII.3.2.1 Efforts sollicitant :.....	94
VII.3.2.2 Soudure de la platine :.....	94
VII.3.2.3 Disposition constructives :.....	95
VII.3.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction :.....	95
VII.3.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :.....	96
VII.3.2.6 Vérification de la pression diamétrale :.....	96
VII.3.3 Assemblage poutre - solive (IPE450-IPE140) :.....	96
VII.3.3.1 Efforts sollicitant :.....	96
VII.3.3.2 Dispositions constructives :.....	97
VII.3.3.3 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :.....	97
VII.3.4 Assemblage des stabilités en X (UPN 140) :.....	98
VII.3.4.1 Efforts sollicitant :.....	98
VII.3.4.2 Epaisseur du gousset :.....	98
VII.3.4.3 Soudure du gousset :.....	99
VII.3.4.4 Disposition constructive :.....	99
VII.3.4.5 Vérification au cisaillement :.....	99
VII.3.4.6 Vérification de la pression diamétrale :.....	100
VII.3.5 Assemblage en pied de poteau (encasté) :.....	101
VII.3.5.1 Effort sollicitant :.....	101

VII.3.5.2 Dimensionnement de la plaque d'assise : .....	101
VII.3.5.3 Vérification des boulons d'ancrage : .....	103
VII.4 CALCUL DES FONDATIONS : .....	104
VII.4.1 Dimensionnement de la semelle : .....	104
VII.4.2 Calcul des armatures : .....	1055
VII.5 CALCUL DES LONGRINES : .....	1066
VII.5.1 Solidarisation des points d'appuis : .....	1066
VII.5.2 Calcul du ferrailage : .....	106
VII.6 CONCLUSION : .....	1077
<b>Chapitre VIII : Management du projet.....</b>	<b>1088</b>
VIII.1 INTRODUCTION : .....	1088
VIII.2 PARTIE PRENANTES (STAKEHOLDERS) : .....	1088
VIII.3 STRATEGIE ET PLANIFICATION : .....	1088
VIII.3.1 Matrice de cadrage : .....	1099
VIII.3.2 Structuration du WBS : .....	109
VIII.3.3 Tableau des antécédents : .....	109
VIII.3.4 Définition du chemin critique des tâches (diagramme de gant).....	109
VIII.4 MANAGEMENT DES COUTS DU PROJET : .....	1122
VIII.5 ANALYSE PRELIMINAIRE DES RISQUES : .....	1143
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>1165</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>116</b>
<b>ANNEXES .....</b>	<b>117</b>
ANNEXE A : Evaluation des charges.....	117
ANNEXE B : Etude sismique.....	119
ANNEXE C : Dimensionnement des éléments de la structure .....	122
ANNEXE E : Plan architecturaux et dessin technique.....	125

## *Liste des tableaux*

<b>TABLEAU II.1</b> : DIFFERENTES CARACTERISTIQUES DU TERRAIN.....	9
<b>TABLEAU II.2</b> : PARAMETRES DE LA PRESSION DYNAMIQUE.....	10
<b>TABLEAU II.3</b> : VALEURS DE $C_{pe,10}$ SUIVANT LA PENTE.....	11
<b>TABLEAU II.4</b> : VALEURS DE $C_{pe,10}$ SUIVANT LA PENTE.....	13
<b>TABLEAU II.5</b> : VALEURS DE $C_{pe,10}$ SUIVANT LA PENTE.....	17
<b>TABLEAU II.6</b> : VALEURS DE $C_{pe,10}$ SUIVANT LA PENTE.....	18
<b>TABLEAU II.7</b> : LA PRESSION DU VENT SUR PAROI DIRECTION $V_1$ .....	21
<b>TABLEAU II.8</b> : LA PRESSION DU VENT SUR TOITURE DIRECTION $V_1$ .....	21
<b>TABLEAU II.9</b> : LA PRESSION DU VENT SUR PAROI DIRECTION $V_2$ .....	22
<b>TABLEAU II.10</b> : LA PRESSION DU VENT SUR TOITURE PLATE DIRECTION $V_2$ .....	22
<b>TABLEAU II.11</b> : LA PRESSION DU VENT SUR TOITURE DIRECTION $V_2$ .....	22
<b>TABLEAU II.12</b> : LA PRESSION DU VENT SUR PAROI DIRECTION $V_3$ .....	23
<b>TABLEAU II.13</b> : LA PRESSION DU VENT SUR TOITURE PLATE DIRECTION $V_3$ .....	23
<b>TABLEAU II.14</b> : LA PRESSION DU VENT SUR TOITURE DIRECTION $V_3$ .....	23
<b>TABLEAU II.15</b> : LA PRESSION DU VENT SUR PAROI DIRECTION $V_4$ .....	24
<b>TABLEAU II.16</b> : LA PRESSION DU VENT SUR TOITURE PLATE DIRECTION $V_4$ .....	24
<b>TABLEAU II.17</b> : LA PRESSION DU VENT SUR TOITURE DIRECTION $V_4$ .....	24
<b>TABLEAU III.1</b> : VALEURS DES FLECHES ADMISSIBLES.....	28
<b>TABLEAU III.2</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE120.....	31
<b>TABLEAU III.3</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE 140.....	31
<b>TABLEAU III.4</b> : VERIFICATION DES PANNES DE STOCKAGES.....	33
<b>TABLEAU III.5</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE360.....	35
<b>TABLEAU III.6</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE 180.....	37
<b>TABLEAU III.7</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE 220.....	38
<b>TABLEAU III.8</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE 180.....	41
<b>TABLEAU IV.1</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE140.....	46
<b>TABLEAU V.1</b> : FACTEUR DE QUALITE.....	53
<b>TABLEAU V.2</b> : LES DIFFERENTS PROFILES DE LA STRUCTURE.....	55
<b>TABLEAU V.3</b> : MODES PROPRES.....	55
<b>TABLEAU V.4</b> : RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES A LA BASE.....	57
<b>TABLEAU V.5</b> : DEPLACEMENT RELATIF.....	58
<b>TABLEAU VI.1</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE L50×50×5.....	60
<b>TABLEAU VI.2</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE UPN200.....	62
<b>TABLEAU VI.3</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE HEA100.....	64
<b>TABLEAU VI.4</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE160.....	67
<b>TABLEAU VI.5</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE HEA100.....	71
<b>TABLEAU VI.6</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE HEA100.....	73
<b>TABLEAU VI.7</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE160.....	75
<b>TABLEAU VI.8</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE HEA280.....	77
<b>TABLEAU VI.9</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE500.....	80
<b>TABLEAU VI.10</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE360.....	83
<b>TABLEAU VI.11</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE400.....	85
<b>TABLEAU VI.12</b> : CARACTERISTIQUES DU PROFILE IPE330.....	87
<b>TABLEAU VI.13</b> : LES DIFFERENTS PROFILES DE LA STRUCTURE.....	90
<b>TABLEAU VII.1</b> : RIGIDITE DES BOULONS SELON LEURS CLASSES.....	91

## *Liste des figures*

<b>FIGURE I.1</b> : VUE DE LA STRUCTURE EN 3D. ....	2
<b>FIGURE II.1</b> : CHARGE SUR TOITURE .....	6
<b>FIGURE II.2</b> : CHARGE DE LA NEIGE SUR TOITURE PLATE.....	7
<b>FIGURE II.3</b> : CHARGE DE LA NEIGE SUR TOITURE A DEUX VERSANTS.....	8
<b>FIGURE II.4</b> : REPARTITION DU VENT SUR LES PAROIS VERTICALES DIRECTION $V_1$ .....	11
<b>FIGURE II.5</b> : REPARTITION DU VENT SUR TOITURE DIRECTION $V_1$ .....	12
<b>FIGURE II.6</b> : REPARTITION DU VENT SUR LES PAROIS VERTICALES DIRECTION $V_2$ .....	13
<b>FIGURE II.7</b> : REPARTITION DU VENT SUR TOITURE DIRECTION $V_2$ .....	14
<b>FIGURE II.8</b> : REPARTITION DU VENT SUR TOITURE PLATE DIRECTION $V_2$ .....	14
<b>FIGURE II.9</b> : REPARTITION DU VENT SUR LES PAROIS VERTICALES DIRECTION $V_{3A}$ .....	15
<b>FIGURE II.10</b> : REPARTITION DU VENT SUR TOITURE PLATE DIRECTION $V_{3A}$ .....	16
<b>FIGURE II.11</b> : REPARTITION DU VENT SUR LES PAROIS VERTICALES DIRECTION $V_{3B}$ .....	16
<b>FIGURE II.12</b> : REPARTITION DU VENT SUR LES PAROIS VERTICALES DIRECTION $V_{3B}$ .....	17
<b>FIGURE II.13</b> : REPARTITION DU VENT SUR TOITURE DIRECTION $V_{3B}$ .....	18
<b>FIGURE II.14</b> : REPARTITION DU VENT SUR LES PAROIS VERTICALES DIRECTION $V_{4A}$ .....	19
<b>FIGURE II.15</b> : REPARTITION DU VENT SUR TOITURE DIRECTION $V_{4A}$ .....	20
<b>FIGURE II.16</b> : REPARTITION DU VENT SUR LES PAROIS VERTICALES DIRECTION $V_{4B}$ .....	20
<b>FIGURE II.17</b> : REPARTITION DU VENT SUR TOITURE PLATE DIRECTION $V_{4B}$ .....	21
<b>FIGURE III.1</b> : DIAGRAMME DES MOMENTS DES PANNES. ....	28
<b>FIGURE III.2</b> : PANNES SOUS LA CHARGE $Q_y$ . ....	29
<b>FIGURE III.3</b> : PANNES SOUS LA CHARGE $Q_z$ . ....	29
<b>FIGURE III.4</b> : SCHEMA STATIQUE DE LA TRAVERSE .....	34
<b>FIGURE IV.1</b> : ESPACEMENT ET LONGUEUR DES SOLIVES. ....	40
<b>FIGURE IV.2</b> : CARACTERISTIQUES DE LA TOLE. ....	41
<b>FIGURE IV.3</b> : DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA TOLE. ....	41
<b>FIGURE IV.4</b> : FLECHE DE LA POUTRE SELON L'ABAQUE DE MAQUART.....	42
<b>FIGURE IV.5</b> : ELEMENTS CONSTITUANTS LE PLANCHER MIXTE.....	43
<b>FIGURE IV.6</b> : LARGEUR EFFICACE DE LA DALLE.....	44
<b>FIGURE IV.7</b> : CONNECTEUR A TETE.....	46
<b>FIGURE IV.8</b> : DISPOSITION DES CONNECTEURS.....	47
<b>FIGURE V.1</b> : MODELISATION DE LA STRUCTURE EN 3D. ....	51
<b>FIGURE V.2</b> : SPECTRE DE REPONSE .....	54
<b>FIGURE VI.1</b> : LE CHENEAU D'EAU. ....	57
<b>FIGURE VI.2</b> : DISPOSITION DES LIERNES.....	58
<b>FIGURE VI.3</b> : DISTRIBUTION DES EFFORTS SUR LES LIERNES. ....	58
<b>FIGURE VI.4</b> : SHEMA DES ESCALIERS .....	58
<b>FIGURE VI.5</b> : ELEMENTS DE LA MARCHE. ....	59
<b>FIGURE VII.1</b> : VUE EN 3D DE L'ASSEMBLAGE POTEAU-TRAVERSE. ....	94
<b>FIGURE VII.2</b> : VUE EN 3D DE L'ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE. ....	96
<b>FIGURE VII.3</b> : VUE EN 3D DE L'ASSEMBLAGE POUTRE-SOLIVE.....	98
<b>FIGURE VII.4</b> : VUE EN 3D DE L'ASSEMBLAGE DES STABILITES DE CENTRE. ....	100
<b>FIGURE VII.5</b> : VUE EN 3D DE L'ASSEMBLAGE DES STABILITES DE RIVE. ....	101
<b>FIGURE VII.6</b> : DIMENSIONS DE LA PLAQUE D'ASSISE.....	
<b>FIGURE VII.7</b> : PARAMETRES DU BOULON D'ANCRAGE. ....	104
<b>FIGURE VII.8</b> : FERRAILLAGE DES LONGRINES.....	106



## *Liste des notations*

### **Les charges :**

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- S : Surcharge climatique de la neige.
- V : Surcharge climatique du vent.

### **Les caractéristiques d'un profilé en I, H ou U :**

- b : La longueur de la semelle
- d : La hauteur de l'âme.
- h : Hauteur du profilé.
- t : Epaisseur (semelle ou âme)
- $t_f$  : Epaisseur de la semelle du profile.
- $t_w$  : Epaisseur de l'âme du profile.

### **Majuscules latines :**

- A : Section brute d'une pièce.
- $A_{net}$  : Section nette d'une pièce.
- $A_w$  : Section de l'âme.
- $A_v$  : Aire de cisaillement.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale.
- I : Moment d'inertie.
- $K_0$  : Coefficient de flambement.
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.
- $M_{Sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.
- $M_{Rd}$  : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- $M_{Pl}$  : Moment plastique.
- $M_{b,Rd}$  : Moment de la résistance au déversement .
- $N_{pl,Rd}$  : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$  : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
- $N_{Sd}$  : Effort normal sollicitant.
- $N_{t sd}$  : Effort normal de traction.
- $N_{csd}$  : Effort normal de compression.
- $N_{c,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- P : Poids du profilé.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- $V_{sd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{\text{réf}}$  : Vitesse de référence du vent.  
 $V_m$  : Vitesse moyenne du vent  
 $W_{\text{pl}}$  : Module de résistance plastique.  
 $W$  : Poids de la structure.

**Minuscules latines :**

$e$  : Epaisseur  
 $f_{C28}$  : La contrainte du béton à 28 jours  
 $f$  : La flèche.  
 $f_u$  : La résistance à la traction  
 $f_y$  : Limite d'élasticité.  
 $h$  : Hauteur d'une pièce.  
 $L$  : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $t$  : Épaisseur d'une pièce.  
 $Z$  : Hauteur au-dessus du sol.  
 $Z_0$  : Paramètre de rugosité.  
 $Z_{\text{eq}}$  : Hauteur équivalente.

**Minuscules grecques :**

$\rho$  : Poids volumique  
 $\chi$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.  
 $X_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le mode de déversement approprié.  
 $\beta_w$  : Facteur de corrélation.  
 $\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.  
 $\lambda$  : Élancement.  
 $\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement.

# INTRODUCTION

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid «Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (P.F.E.). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'un hall d'exposition en charpente métallique situé au quartier Akid Lotfi , Daira de BIR EL JIR Wilaya d'ORAN.

Ces ossatures métalliques, sont actuellement en Algérie plus courantes dans le domaine industriel. Elles se distinguent par certains avantages tels que ; la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, c'est pourquoi ce hall a été conçu en charpente métallique. Cependant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui se résument principalement à la corrosion, à sa faible résistance au feu et à son coût élevé donc une protection de toutes les structures en acier est indispensable avec une bonne gestion du budget.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises durant notre cursus, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Ce travail se compose de huit chapitres, dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR.B.C.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « R.V.N.99 version 2013 ».

Le troisième chapitre sert à pré dimensionner les éléments de la structure selon les charges prédéfinies au paravent dans le but de modéliser notre structure à l'aide des logiciels informatiques.

Le quatrième chapitre concerne l'étude du plancher mixte dans le but d'avoir une liaison rigide entre l'acier et le béton.

Le cinquième chapitre est dédié à la modélisation de la structure et son étude sismique afin d'assurer la stabilité de la structure.

Le sixième chapitre représente le dimensionnement des éléments de la structure selon le règlement algérien « CCM97 ».

Le septième chapitre vise l'étude des assemblages (poteau-traverse ; poutre- solive ; traverse-traverse ; contreventement en X ; pied de poteau ...) afin d'assurer la continuité des sollicitations dans la structure à dimensionner, en plus du calcul des fondations.

Le huitième chapitre concerne l'étude managériale du projet durant toute la période de construction.

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, à l'aide du logiciel AUTOCAD nous avons élaborés le dessin technique des différents éléments ensuite une série d'annexes vient apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

## Chapitre I : Généralités

### I.1 INTRODUCTION :

Ce projet de fin d'études sert à étudier et dimensionner un hall d'exposition comportant deux étages en charpente métallique qui sera construit au niveau de la cité Akid Lotfi (bir el jir) de la wilaya d'Oran.

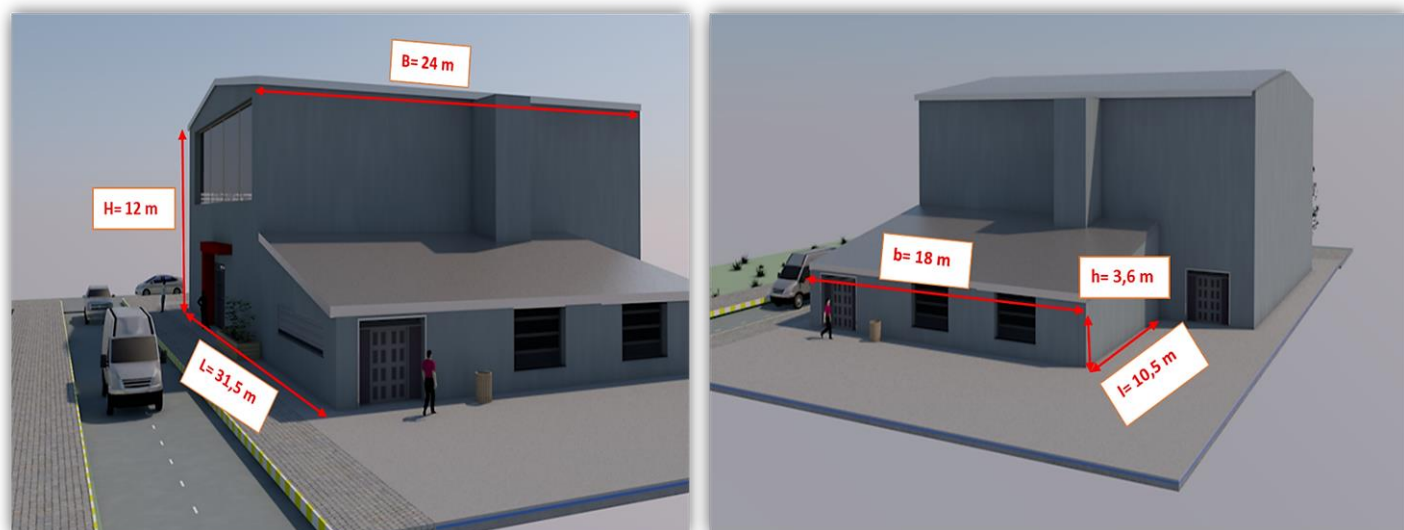
### I.2 DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET :

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- Hauteur totale :  $H=13,20$  m.
- RDC :  $H_1 = 4,20$  m.
- 1<sup>er</sup> étage :  $H_2 = 4,50$  m.
- 2<sup>ème</sup> étage :  $H_3 = 3,30$  m.
- Hauteur du versant (bloc des magasins): 1,20 m.
- Hauteur du versant (bloc de stockage) : 0,60 m.
- Longueur du pignon :  $L_1 = 31,50$  m.
- Longueur du long pan :  $L_2= 24$  m.
- La pente du versant (bloc des magasins) :  $6,52^\circ$ .
- La pente du versant (bloc de stockage) :  $3,27^\circ$ .



Figure I.1 : Vue de la structure en 3D.



**Figure I.2 :** Dimensions de l'ouvrage.

### I.3 LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE :

Notre projet est un hall d'exposition, construit au niveau de la Wilaya d'Oran (Akid Lotfi) avec les caractéristiques suivantes :

- L'altitude est de 150 m.
- La zone de neige : Zone B.
- La zone du vent : Zone II.
- La zone sismique : Zone IIB, Groupe d'usage 1B.
- Contrainte admissible du sol est de  $\sigma_{sol} = 2,2$  bar [Annexe D].

### I.4 REGLEMENTS UTILISES :

Nos calculs et dimensionnement doivent respecter les règlements suivants :

- **CCM97** « Règles de calcul des constructions en acier ».
- **EUROCODE 3** « Calcul des structures en acier ».
- **EUROCODE 4** « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».
- **DTR-C2.2** « Document technique règlement charges permanentes et charges d'exploitations ».
- **RPA99-V03** « Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 ».
- **RNV99-V2013** « Règles définissant les effets de la neige et du vent ».
- **BAEL91** « Béton armé aux états limites ».

### I.5 LOGICIELS UTILISES :

- Auto CAD 2009 V14.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- MS project 2016.
- Archicad 3D.
- SAP2000 V14.
- Visio 2016.

## **I.6 MATERIAUX :**

### **I.6.1 L'acier de construction :**

L'acier est un métal dur et résistant obtenu par une transformation d'un minerai contenant le fer et le carbone dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Dans ce projet on va utiliser un acier de nuance Fe360 dont :

- La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.
- La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa.
- La masse volumique :  $\rho = 7850$  Kg/m<sup>3</sup>.
- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000$  MPa.
- Module d'élasticité transversal :  $G = 81000$  MPa.

### **I.6.2 Le béton :**

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et gravier) et l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton). On utilise ce matériau à cause de sa bonne résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction. Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25$  MPa.
- La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$  MPa.
- Poids volumique :  $\rho = 2500$  Kg/ m<sup>3</sup>.

### **I.6.3 Les assemblages :**

Les principaux modes d'assemblages sont le boulonnage et le soudage.

#### **I.6.3.1 Le boulonnage :**

Le boulonnage est un moyen d'assemblage mécanique démontable qui sert à créer une liaison de continuité entre les éléments et souvent le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas, on utilise :

- Les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides et articulés.
- Les boulons ordinaires.

#### **I.6.3.2 Le soudage :**

Le soudage est une liaison mécanique qui consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. La continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport.

## Chapitre II : Evaluation des charges

### II.1. INTRODUCTION

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges et surcharges appliquées sur une structure. Cette évaluation constitue l'étape fondamentale à partir de laquelle le dimensionnement des différents éléments de la structure commence, ces charges sont définies par l'ensemble suivant :

- Le poids propre de la structure (éléments porteurs et secondaires).
- Les charges utiles dans le bâtiment (selon la destination de l'ouvrage).
- Les actions climatiques (Neige et Vent).
- Les actions accidentelles (séisme, chocs, ...).

### II.2 CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes notées par « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi que de l'équipement de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, les plafonds, les différentes installations,...). Elles sont données dans les documents techniques pourvus par le fournisseur.

#### ❖ Toiture (inaccessible)

- Panneau sandwich .....**G=18 daN/m<sup>2</sup>**

#### ❖ Plancher étage courant

- Dalle de compression (e= 8cm, f<sub>C28</sub>= 25 MPA).....200 daN/m<sup>2</sup>
- Tôle nervurée TN40 .....11 daN/m<sup>2</sup>
- Faux plafond (e=2cm, 1000 daN/m<sup>2</sup>) .....20 daN/m<sup>2</sup>
- Revêtement (carrelage 2000daN/m<sup>2</sup>, e=2cm).....40 daN/m<sup>2</sup>
- Lit de sable (1800daN/m<sup>2</sup>, e=2cm).....36 daN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose (2000daN/m<sup>2</sup>, e=2cm).....40 daN/m<sup>2</sup>

Donc :

$$\mathbf{G=351 \text{ daN/m}^2}$$

#### ❖ Les Façades

- Deux panneaux en verre (e=6mm).....30 daN/m<sup>2</sup>
- Cadre .....15 daN/m<sup>2</sup>
- Tôle nervurée TN40 .....11 daN/m<sup>2</sup>

$$\mathbf{G= 56 \text{ daN/m}^2}$$

#### ❖ Les escaliers

##### 1. Volée :

- Tôle striée (e=5mm) .....45 daN/m<sup>2</sup>

- Mortier de pose ( $2000 \text{ daN/m}^2$ ,  $e=2 \text{ cm}$ ) .....  $40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (carrelage  $2000 \text{ daN/m}^2$ ,  $e=2 \text{ cm}$ ) .....  $40 \text{ daN/m}^2$
- La cornière L  $50 \times 50 \times 5$  (d'après le robot).

$$\mathbf{G = 125 \text{ daN/m}^2}$$

## 2. Paliers :

- Tôle nervurée TN40 .....  $11 \text{ daN/m}^2$
- Dalle de compression ( $e=8 \text{ cm}$ ,  $f_{c28}=25 \text{ MPA}$ ) .....  $200 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose ( $2000 \text{ daN/m}^2$ ,  $e=2 \text{ cm}$ ) .....  $40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (carrelage  $2000 \text{ daN/m}^2$ ,  $e=2 \text{ cm}$ ) .....  $40 \text{ daN/m}^2$

$$\mathbf{G = 291 \text{ daN/m}^2}$$

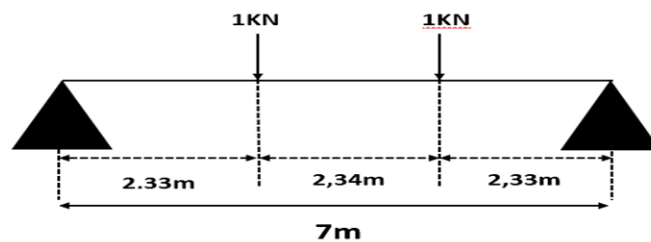
## II.3 CHARGES D'EXPLOITATION

Les charges d'exploitation notées par « Q » sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire Charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2). [1]

### ❖ Toiture (inaccessible) :

Pour le toit, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaire, les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de  $1 \text{ kN}$  appliquées au  $1/3$  et aux  $2/3$  des portées.



**Figure II.1** : charge sur toiture

### ❖ Plancher étage courant :

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

### ❖ Les escaliers :

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



## II.4 SURCHARGES CLIMATIQUES

### II.4.1 Neige :

Le calcul de la charge de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur [2]. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :  $S$  : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

$\mu$  : Coefficient d'ajustement des charges.

$S_k$ : Charge de neige sur le sol.

#### II.4.1.1 Valeur caractéristique de la neige $S_k$ :

La structure se trouve dans la wilaya d'Oran (Akid Lotfi), classée en zone de neige B dont l'altitude est de 150 m.

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} = \frac{0,04 \times 150 + 10}{100} = 0,16 \text{ kN/m}^2$$

#### II.4.1.2 Coefficient de forme de la toiture $\mu$ :

Pour notre structure on a deux toitures où la première partie (bloc de stockage) est composée d'un seul versant avec un angle  $\alpha = 3,27^\circ$ , et la deuxième partie est sous forme de deux versants avec une inclinaison  $\alpha = 6,52^\circ$ .

➤ **Toiture à un seul versant** ( $\alpha = 3,27^\circ$ ) : [Annexe A]

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \rightarrow \mu_1(\alpha) = 0,8$$

➤ **Toiture à deux versants** : [Annexe A]

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 6,52^\circ$$

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \rightarrow \mu_1(\alpha) = 0,8$$

#### II.4.1.3 Surcharges de la neige $S$ :

➤ **Toiture à un seul versant** :

$$S = \mu_1 \times S_k = 0,8 \times 0,16 = 0,128 \text{ kN/m}^2.$$

Charge perpendiculaire au versant :  $S' = 0,128 \times \cos 3,27 = 0,1277 \text{ kN/m}^2.$

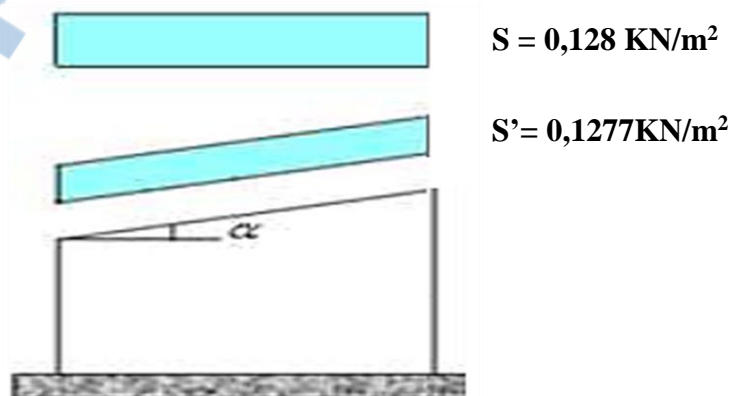
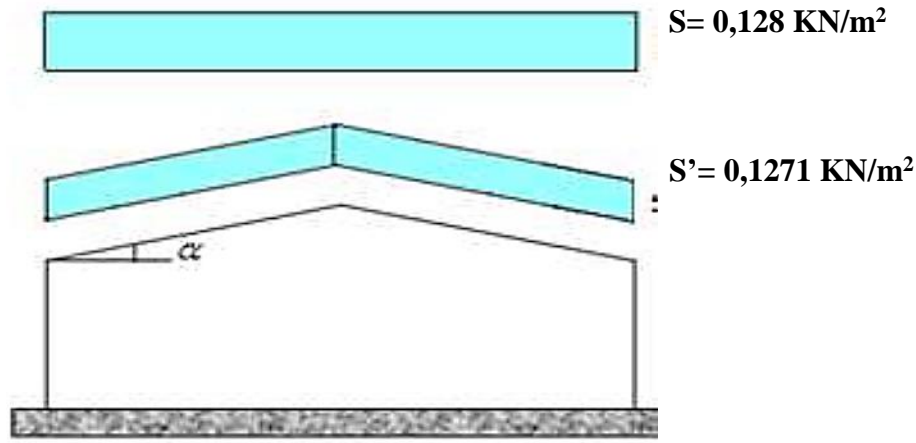


Figure II.2 : Charge de la neige sur toiture plate.

➤ **Toiture à deux versants :**

$$S = \mu_1 \times S_k = 0,8 \times 0,16 = 0,128 \text{ KN/m}^2.$$

Charge perpendiculaire au versant :  $S' = 0,128 \times \cos 6,52 = 0,1271 \text{ KN/m}^2.$



**Figure II.3 :** Charge de la neige sur toiture à deux versants

## II.4.2 Vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci doit se faire suivant le règlement en vigueur [2].

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

- $q_{dyn}$  : Pression dynamique du vent.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur.
- $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieur.

### II.4.2.1 Données du site :

Le site du projet se trouve dans la région de Bir El Jir, wilaya d'Oran [Annexe A].

- Zone du vent : **zone II**

$$q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$$

- Catégorie du terrain **II**

$$\begin{cases} K_t = 0,190 \\ Z_0 = 0,05 \\ Z_{min} = 2 \text{ m} \\ \varepsilon = 0,52 \end{cases}$$

- Nature du site : Plat. [Annexe D]

### II.4.2.2 Calcul du coefficient dynamique $C_d$ :

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

- Du type de la structure : charpente métallique
- De la hauteur de la structure :  $h = 13,20 \text{ m} < 15 \text{ m}$

Donc :  $C_d = 1$ .

### II.4.2.3 Pression dynamique du vent :

$$q_{\text{dyn}}(z_e) = q_{\text{réf}} \times c_e(z_e) \quad [\text{N} / \text{m}^2]$$

Avec :

- $q_{\text{réf}}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- $c_e$  : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité ( $C_r$ ), et du coefficient de topographie ( $C_t$ ).
- $z_e$  : hauteur de référence  $\longrightarrow z_e = 13,20 \text{ m}$

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

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

Catégorie II	$K_t$	$Z_0$ (m)	$Z_{\text{min}}$ (m)	$\epsilon$
	0,19	0,05	2,0	0,52

Tableau II.1 : Différentes caractéristiques du terrain.

Où :

- $K_t$  est le facteur de terrain.
- $Z_0$  est le paramètre de rugosité.
- $Z_{\text{min}}$  est la hauteur minimale.
- $Z$  est la hauteur considérée.

$$Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad C_r(13,20) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{13,20}{0,05}\right) = 1,059$$

#### Remarque :

La hauteur de référence est égale à la hauteur totale du bâtiment que ce soit pour les parois verticales ou pour la toiture.[2]

### II.4.2.3.1 Coefficient topographique ( $C_t$ ) :

Le coefficient de topographie prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tel que les collines, les dénivellations isolées.

- Site plat  $\longrightarrow C_t = 1$



### II.4.2.3.3 Intensité de turbulence ( $I_v$ ) :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} & \text{pour } z > Z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

$$Z > Z_{\min} \longrightarrow I_v(13,20) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{13,20}{0,05}\right)} = 0,179$$

### II.4.2.3.4 Coefficient d'exposition ( $C_e$ ) :

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

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

$$C_e(13,20) = 1,05^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0,179]$$

$$C_e(13,20) = 2,48$$

### II.4.2.3.5 Calcul de la pression dynamique $q_{\text{dyn}}$ :

$q_{\text{réf}}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_e$	$Z_e$
435	2,48	13,20

Tableau II.2 : Paramètres de la pression dynamique.

$$q_{\text{dyn}}(13,20) = 435 \times 2,48 = 1078,8 \text{ N/m}^2$$

### II.4.2.4 Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ :

Le coefficient de pression extérieur dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la surface chargée par le vent.

$$C_{pe} = \begin{cases} C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1,0 \text{ m}^2 \\ C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log_{10}(S) & \text{si } 1,0 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe,10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Avec :  $S$  : la surface chargée de la paroi considérée en (m<sup>2</sup>).

#### a. Vent sur long pan ( $V_1$ ) :

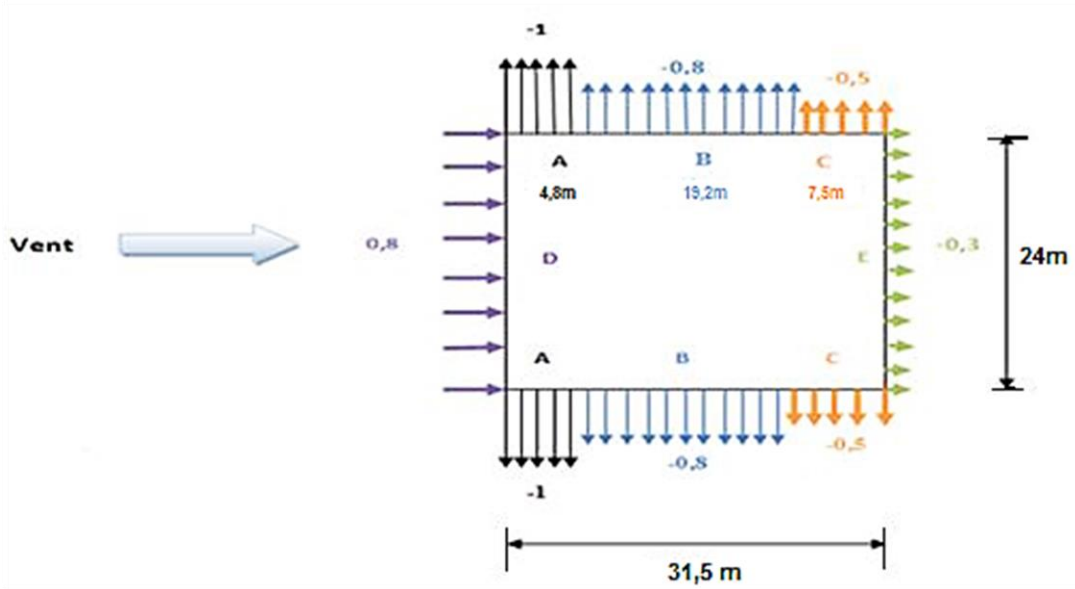
##### ➤ Paroi verticale

$$\begin{cases} b = 24 \text{ m} \\ d = 31,50 \text{ m} \\ h = 13,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(24 ; 26,40) \longrightarrow e = 24 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 316,80 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

On a  $d > e$  :



**Figure II.4 :** Répartition du vent sur les parois verticales direction  $V_1$ .

➤ **Toiture**

Pour  $\varnothing = 0^\circ$

$$\begin{cases} b = 24 \text{ m} \\ d = 21 \text{ m} \\ h = 13,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(24 ; 26,40) \longrightarrow e = 24 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 316,80 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

Par interpolation, on obtient les valeurs de  $C_{pe,10}$  :

Pente $\alpha^\circ$	F	G	H	I	J
5°	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	+0,2
	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
6,52°	-1,57	-1,13	-0,55	-0,57	-0,01
	+0,03	+0,59	+0,03	-0,5	-0,50
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	+0,2	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0

**Tableau II.3:** Valeurs de  $C_{pe,10}$  suivant la pente.

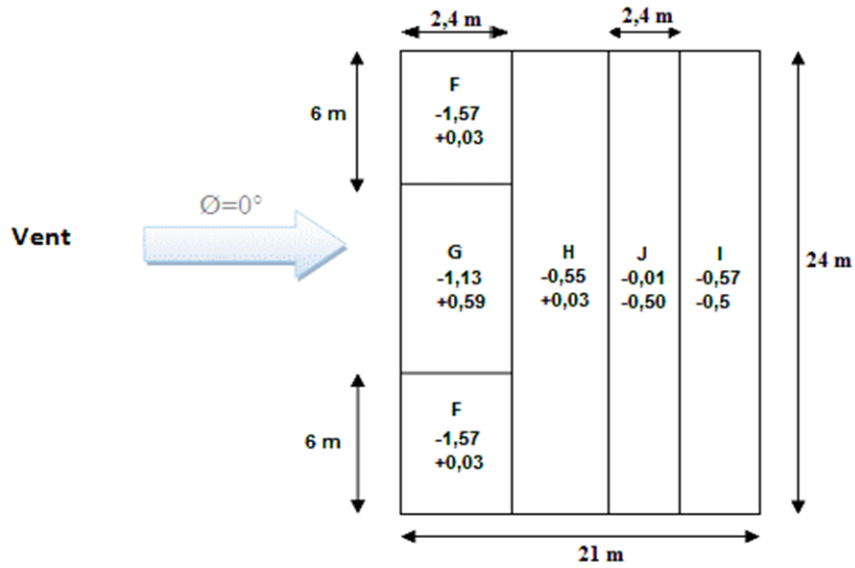


Figure II.5 : Répartition du vent sur toiture direction V<sub>1</sub>.

**b. Vent sur pignon (V<sub>2</sub>)**

➤ **Paroi verticale**

$$\begin{cases} b = 31,5 \text{ m} \\ d = 24 \text{ m} \\ h = 13,20 \text{ m} \end{cases}$$

$e = \min(b ; 2h) = \min(31,5 ; 26,40) \longrightarrow e = 26,4 \text{ m}$

$S = b \times h = 415,8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

On a  $d < e$ :

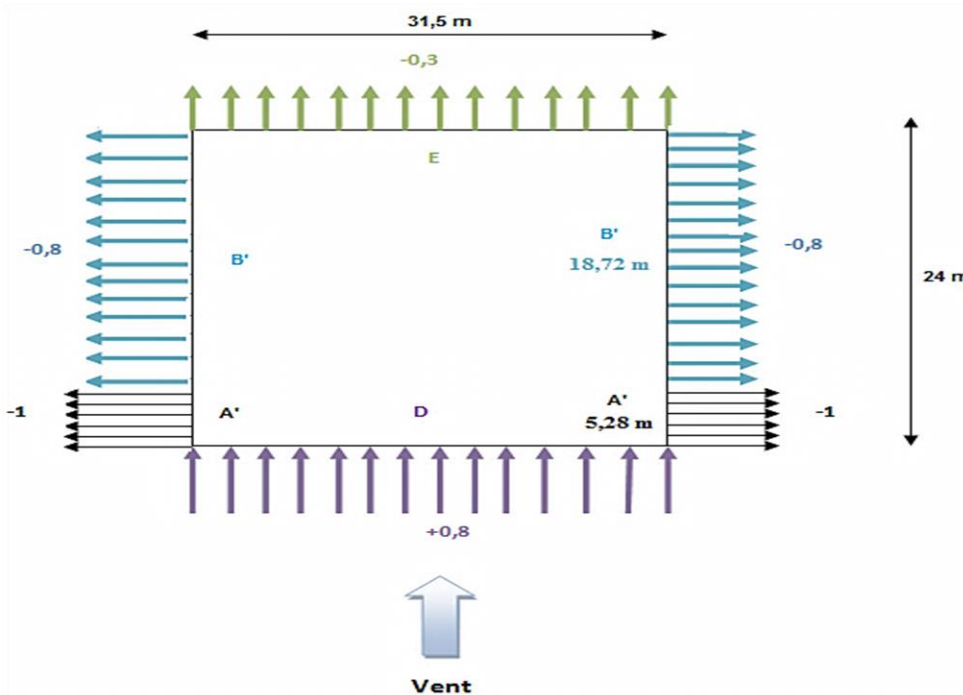


Figure II.6 : Répartition du vent sur les parois verticales direction V<sub>2</sub>.

➤ **Toiture à deux versants**

Pour  $\varnothing = 90^\circ$  :

$$\begin{cases} b = 31,5 \text{ m} \\ d = 24 \text{ m} \\ h = 13,20 \text{ m} \end{cases}$$

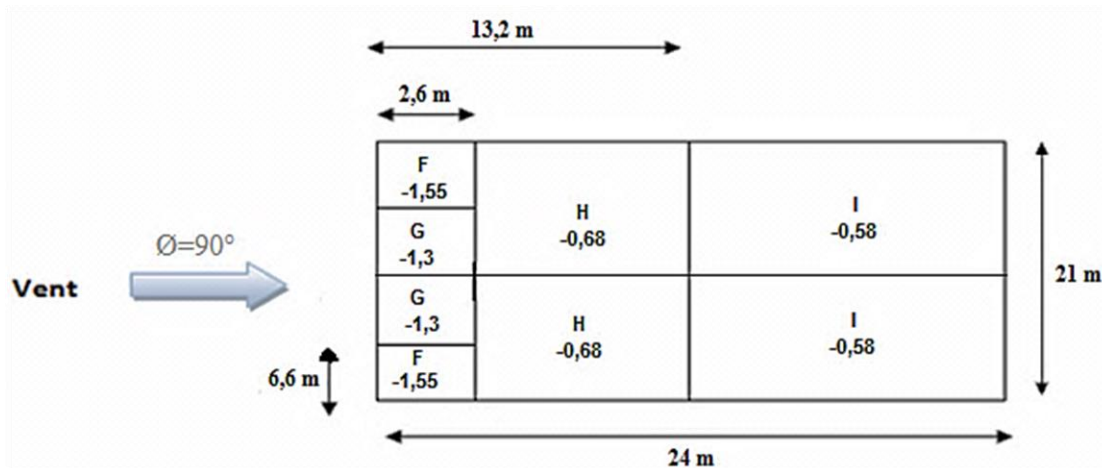
$e = \min ( b ; 2h ) = \min ( 31,5 ; 26,40 ) \longrightarrow e = 26,4\text{m}$

$S = b \times h = 415,8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

Par interpolation, on obtient les valeurs de  $C_{pe,10}$  :

Pente $\alpha^\circ$	F	G	H	I
5°	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
6,52°	-1,55	-1,3	-0,68	-0,58
15°	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5

**Tableau II.4 :** Valeurs de  $C_{pe,10}$  suivant la pente.



**Figure II.7 :** Répartition du vent sur toiture direction  $V_2$ .

➤ **Toiture à un seul versant**

On a l'angle du versant de la toiture  $\alpha = 3,27^\circ < 5^\circ \implies$  **toiture plate**

$$\begin{cases} b = 10,5 \text{ m} \\ d = 18 \text{ m} \\ h = 3,60 \text{ m} \end{cases}$$

$e = \min ( b ; 2h ) = \min ( 10,5 ; 7,20 ) \longrightarrow e = 7,2 \text{ m}$

$S = b \times h = 37,8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

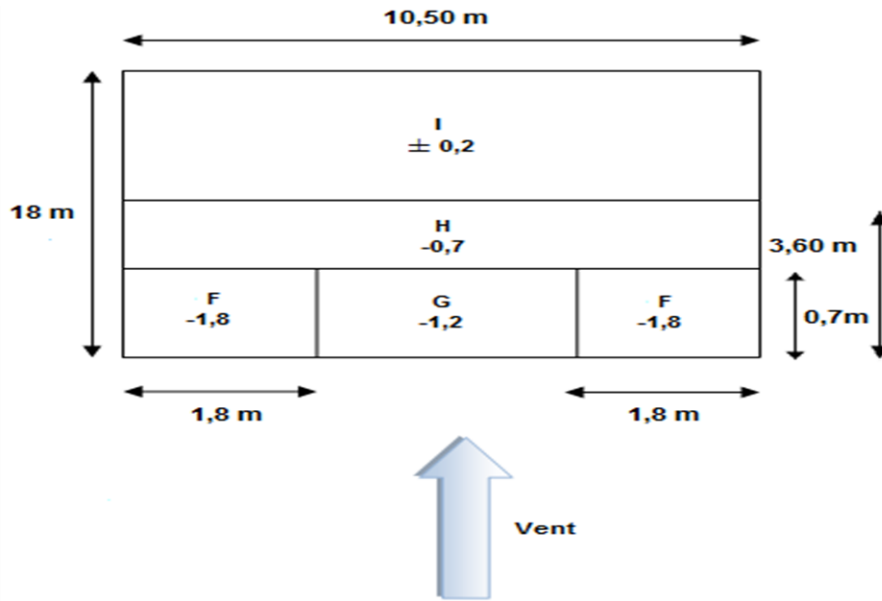


Figure II.8 : Répartition du vent sur toiture plate direction  $V_2$ .

**c. Vent sur long pan  $V_3$ :**

Il est prévu dans ce cas deux charges de vent appliquées sur cette paroi qui sont  $V_{3A}$  sur le bloc de stockage et  $V_{3B}$  sur le bloc des magasins.

**Cas de  $V_{3A}$ :**

➤ **Paroi verticale**

$$\begin{cases} b = 18 \text{ m} \\ d = 10,5 \text{ m} \\ h = 3,60 \text{ m} \end{cases}$$

$e = \min (b ; 2h) = \min (18 ; 7,20)$

$S = b \times h = 64,8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

—————→  $e = 7,20 \text{ m}$

—————→  $C_{pe} = C_{pe,10}$

On a  $d > e$ :

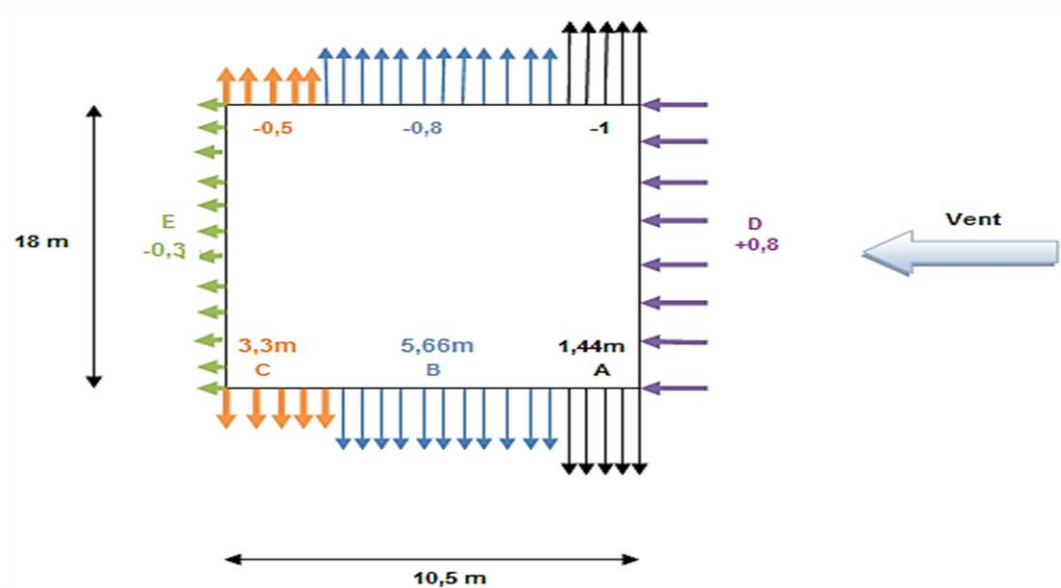


Figure II.9 : Répartition du vent sur les parois verticales direction  $V_{3A}$ .



➤ **Toiture**

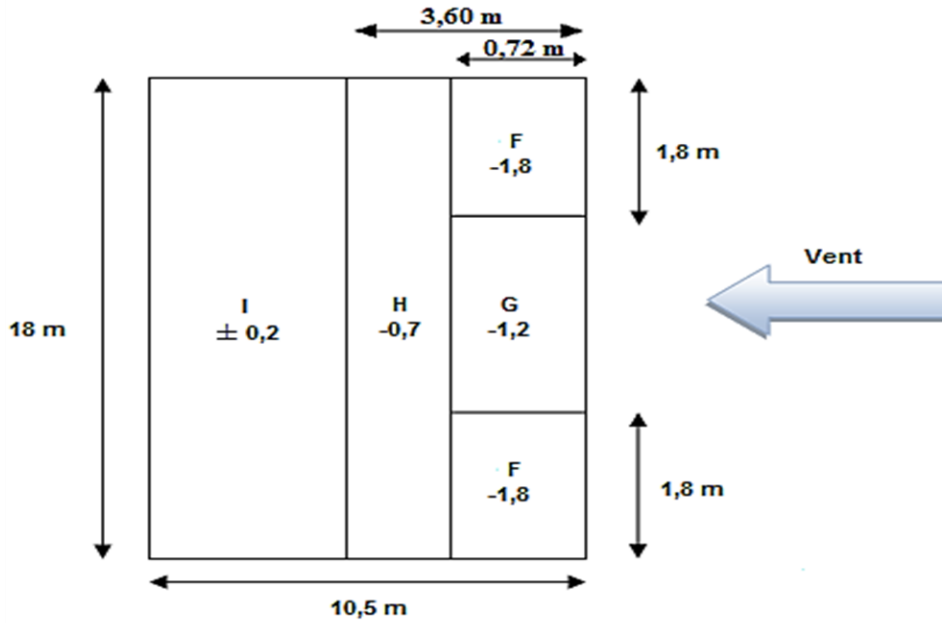
✓ **Toiture à un seul versant (stockage)**

L'angle du versant de la toiture est :  $\alpha = 3,27^\circ < 5^\circ \implies$  **toiture plate.**

$$\begin{cases} b = 18 \text{ m} \\ d = 10,5 \text{ m} \\ h = 3,60 \text{ m} \end{cases}$$

$e = \min ( b ; 2h ) = \min ( 18 ; 7,20 ) \longrightarrow e = 7,20 \text{ m}$

$S = b \times h = 64,8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$



**Figure II.10 :** Répartition du vent sur toiture plate direction  $V_{3A}$ .

**Cas de  $V_{3B}$  :**

➤ **Paroi verticale**

$$\begin{cases} b = 6 \text{ m} \\ d = 21 \text{ m} \\ h = 13,20 \text{ m} \end{cases}$$

$e = \min ( b ; 2h ) = \min ( 6 ; 26,40 ) \longrightarrow e = 6 \text{ m}$

$S = b \times h = 79,2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

On a  $d > e$ :

Vent sur la partie de décrochement :

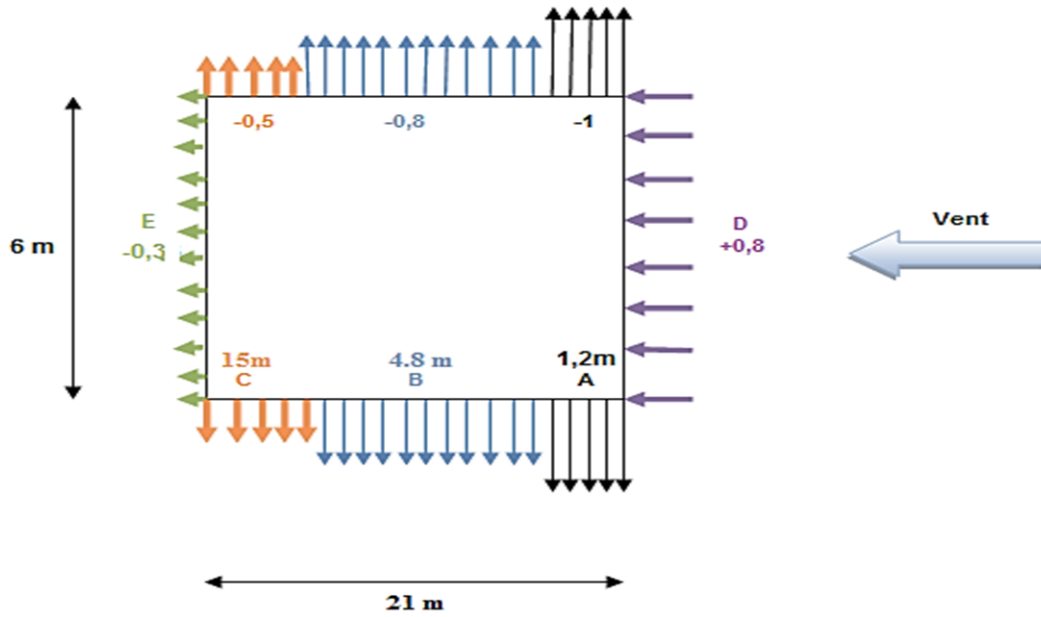


Figure II.11 : Répartition du vent sur les parois verticales direction  $V_{3B}$ .

$$\begin{cases} b = 18 \text{ m} \\ d = 21 \text{ m} \\ h = 13,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(18 ; 26,40)$$

$$S = b \times h = 237.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$\longrightarrow e = 18 \text{ m}$$

$$\longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

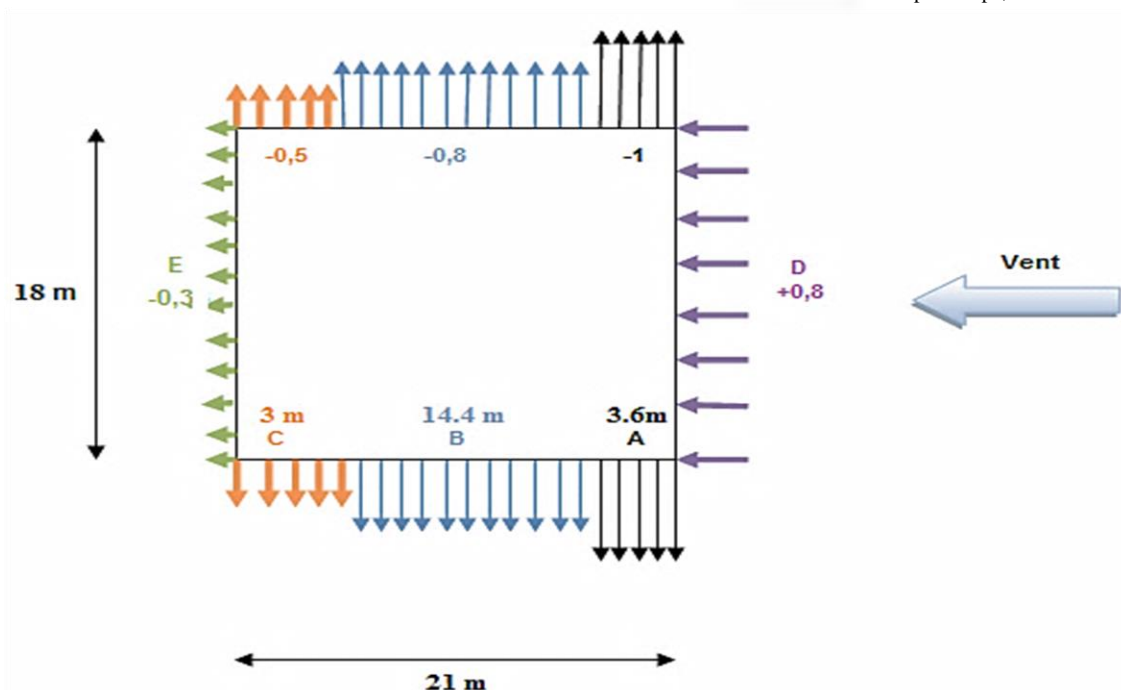


Figure II.12 : Répartition du vent sur les parois verticales direction  $V_{3B}$ .

➤ **Toiture**

✓ **Toiture à deux versants**

Le vent dans cette direction sur la toiture est le même pour  $V_1$ .

Pour  $\varnothing = 0^\circ$

$$\begin{cases} b = 24 \text{ m} \\ d = 21 \text{ m} \\ h = 13,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(24 ; 26,40) \longrightarrow e = 24\text{m}$$

$$S = b \times h = 316,80 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

Par interpolation, on obtient les valeurs de  $C_{pe,10}$  :

Pente $\alpha^\circ$	F	G	H	I	J
5°	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	+0,2
	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
6,52°	-1,57	-1,13	-0,55	-0,57	-0,01
	+0,03	+0,59	+0,03	-0,5	-0,50
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	+0,2	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0

Tableau II.5 : Valeurs de  $C_{pe,10}$  suivant la pente.

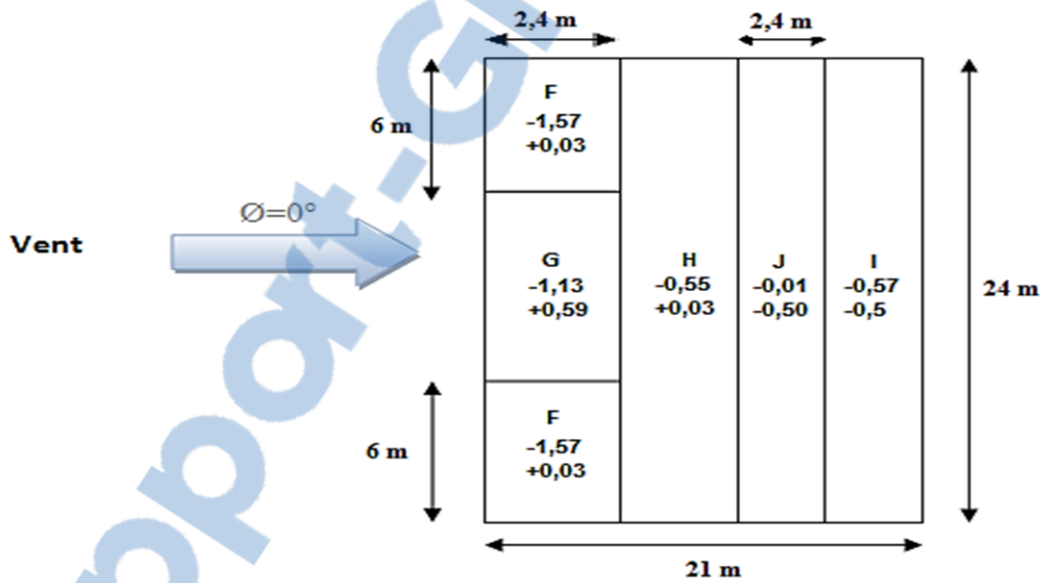


Figure II.13 : Répartition du vent sur toiture direction  $V_{3B}$ .

**d. Vent sur pignon  $V_4$**

Il est prévu dans ce cas deux charges de vent appliquées sur cette paroi qui sont  $V_{4A}$  sur le bloc des magasins et  $V_{4B}$  sur le bloc de stockage.

**Cas de  $V_{4A}$  :**

➤ **Paroi verticale**

$$\begin{cases} b = 21 \text{ m} \\ d = 24 \text{ m} \\ h = 13,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min ( b ; 2h ) = \min ( 21 ; 26,40 )$$

$$S = b \times h = 277,2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$\longrightarrow e = 21 \text{ m}$$

$$\longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

On a  $d > e$ :

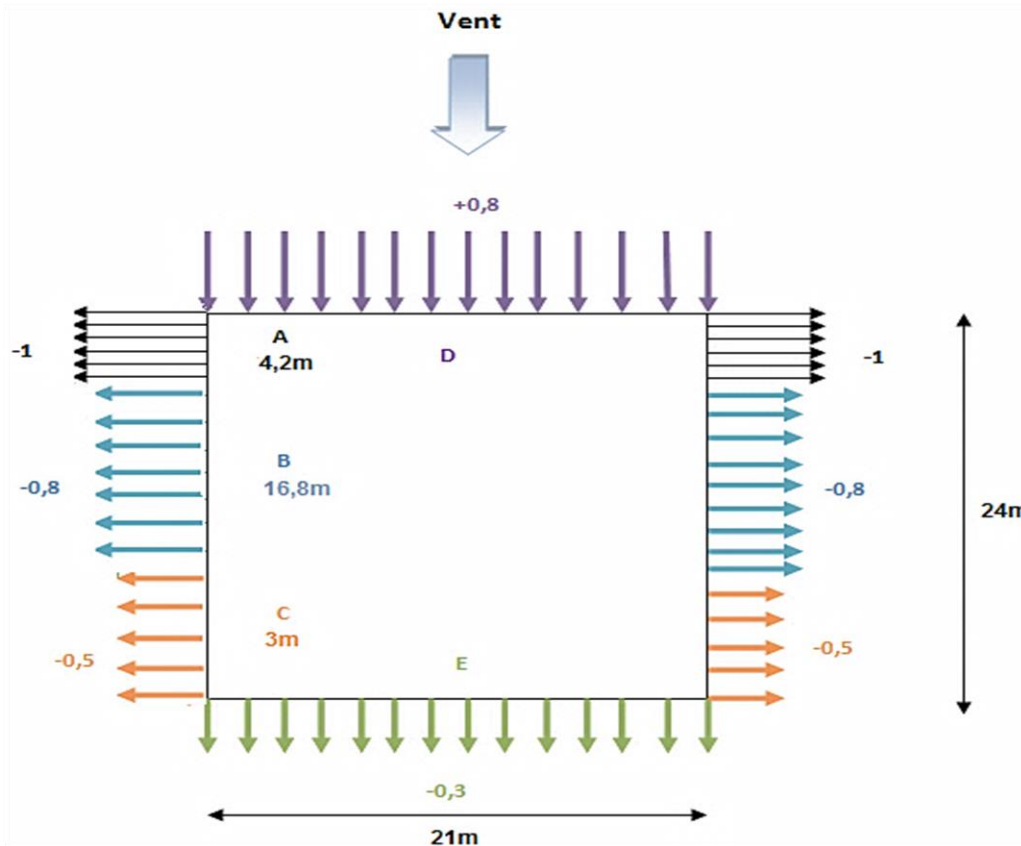


Figure II.14 : Répartition du vent sur les parois verticales direction  $V_{4A}$ .

➤ **Toiture**

Pour  $\theta = 90^\circ$ :

$$\begin{cases} b = 21 \text{ m} \\ d = 24 \text{ m} \\ h = 13,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min ( b ; 2h ) = \min ( 21 ; 26,40 )$$

$$\longrightarrow e = 21 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 277,2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$\longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

Par interpolation, on obtient les valeurs de  $C_{pe,10}$  :

Pente $\alpha^\circ$	F	G	H	I
5°	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
6,52°	-1,55	-1,3	-0,68	-0,58
15°	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5

Tableau II.6 : Valeurs de  $C_{pe,10}$  suivant la pente.

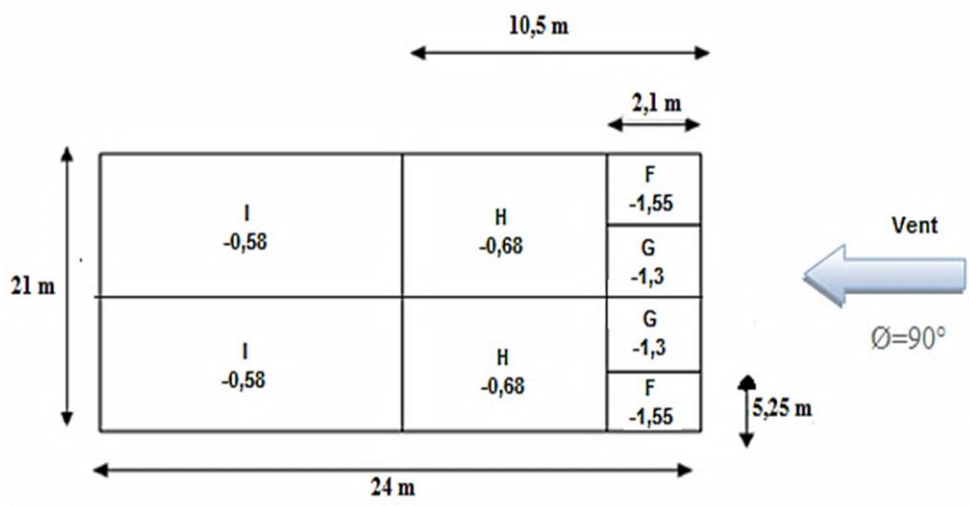


Figure II.15 : Répartition du vent sur toiture direction V4A.

Cas de  $V_{4B}$  :

➤ **Paroi verticale**

$$\begin{cases} b = 10,5 \text{ m} \\ d = 18 \text{ m} \\ h = 3,60 \text{ m} \end{cases}$$

$e = \min(b ; 2h) = \min(10,5 ; 7,20)$

$S = b \times h = 37,8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

—————→  $e = 7,2 \text{ m}$

—————→  $C_{pe} = C_{pe,10}$

On a  $d > e$ :

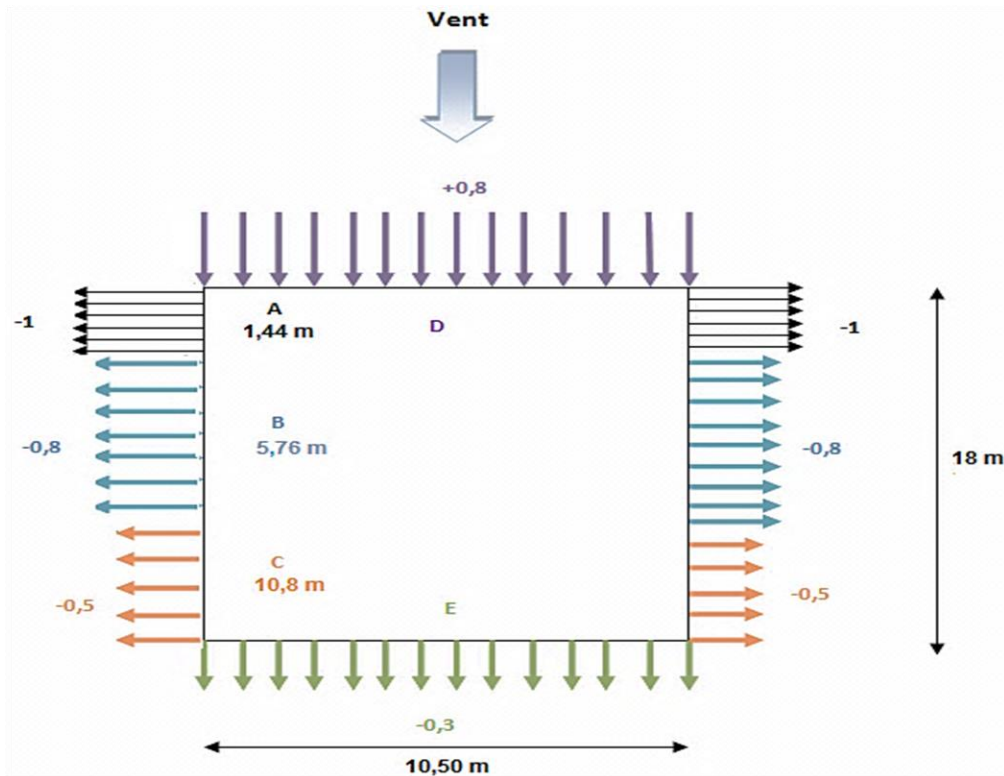


Figure II.16 : Répartition du vent sur les parois verticales direction  $V_{4B}$ .

➤ **Toiture**

L'angle du versant de la toiture est :  $\alpha = 3,27^\circ < 5^\circ$   $\Rightarrow$  **toiture plate**

$$\begin{cases} b = 10,5 \text{ m} \\ d = 18 \text{ m} \\ h = 3,60 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(10,5 ; 7,20) \longrightarrow e = 7,2 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 37,8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

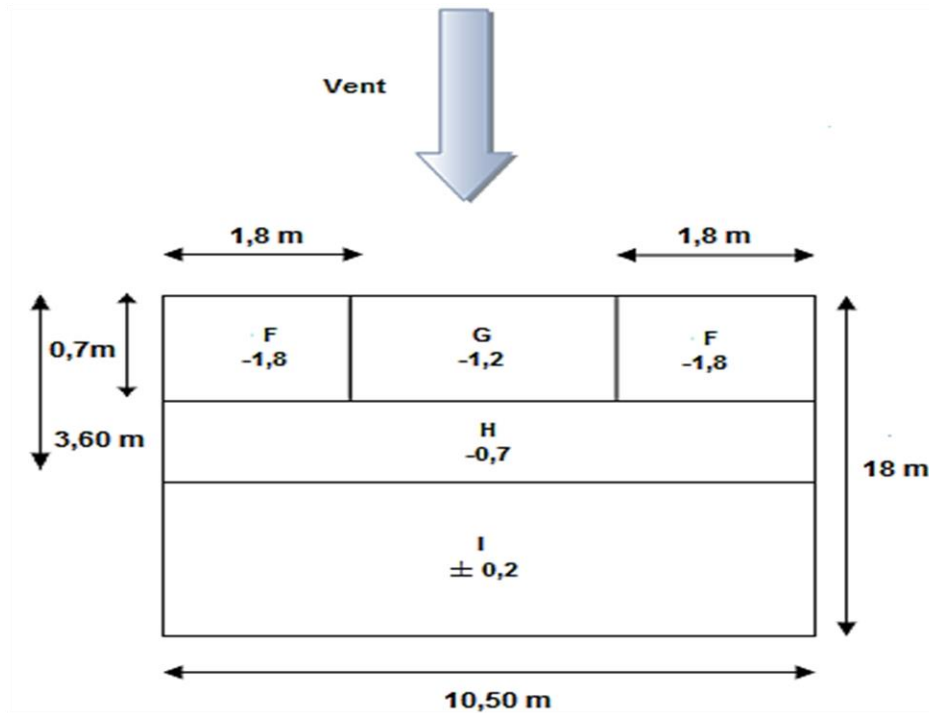


Figure II.17 : Répartition du vent sur toiture plate direction  $V_{4B}$ .

**II.4.2.5 Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  : [2]**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et fonction aussi de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qui est donné comme suit :

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

➤ **Pour  $V_1$  :**

$$\left. \begin{array}{l} \mu_{p1} = 0,48 \\ \frac{h}{d} = 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow C_{pi} = 0,14$$

➤ **Pour  $V_2$  :**

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,54 \\ \frac{h}{d} = 0,57 \end{array} \right\} \Rightarrow C_{pi} = 0,14$$

➤ **Pour V<sub>3</sub> :**

$$\left. \begin{array}{l} \mu_3 = 3 \\ \frac{h}{d} = 0,38 \end{array} \right\} \Rightarrow C_{pi} = -0,32$$

➤ **Pour V<sub>4</sub> :**

$$\left. \begin{array}{l} \mu_4 = 0,97 \\ \frac{h}{d} = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow C_{pi} = -0,37$$

**II.4.2.6 Calcul de la pression du vent q<sub>j</sub> :**

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

Le calcul s'est fait pour le cas le plus défavorable de q<sub>j</sub> ( la valeur la plus grande par zone).

➤ **Vent sur long pan V<sub>1</sub> :**• **Paroi verticale :**

Zone	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>d</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
A	1078,8	1	-1	0,14	-1229,83
B	1078,8	1	-0,8	0,14	-1014,07
C	1078,8	1	-0,5	0,14	-690,83
D	1078,8	1	+0,8	0,14	+120,82
E	1078,8	1	-0,3	0,14	-45,30

**Tableau II.7 :** La pression du vent sur paroi direction V<sub>1</sub>.

• **Toiture :**

Zone	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>d</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
F	1078,8	1	-1,57 +0,03	0,14	-2038,95 -118,66
G	1078,8	1	-1,13 +0,59	0,14	-1370,07 +485,46
H	1078,8	1	-0,55 +0,03	0,14	-744,37 -118,66
I	1078,8	1	-0,57 -0,50	0,14	-765,94 -690,43
J	1078,8	1	-0,01 -0,50	0,14	-161,82 -690,43

**Tableau II.8 :** La pression du vent sur toiture direction V<sub>1</sub>.

➤ **Vent sur pignon  $V_2$  :**

• **Paroi verticale :**

Zone	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A'	1078,8	1	-1	0,07	-1154,31
B'	1078,8	1	-0,8	0,07	-938,55
D	1078,8	1	+0,8	0,07	+787,52
E	1078,8	1	-0,3	0,07	-75,51

**Tableau II.9 :** La pression du vent sur paroi direction  $V_2$ .

• **Toiture :**

**1- Toiture plate**

Zone	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	1078,8	1	-1,8	-0,37	-1542,68
G	1078,8	1	-1,2	-0,37	-895,4
H	1078,8	1	-0,7	-0,37	-356,0
I	1078,8	1	$\pm 0,2$	-0,37	+614,91 +383,39

**Tableau II.10 :** La pression du vent sur toiture plate direction  $V_2$ .

**2- Toiture à deux versants**

Zone	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	1078,8	1	-1,55	0,07	-1747,65
G	1078,8	1	-1,3	0,07	-1477,95
H	1078,8	1	-0,68	0,07	-809,1
I	1078,8	1	-0,58	0,07	-701,22

**Tableau II.11 :** La pression du vent sur toiture direction  $V_2$ .

➤ **Vent sur long pan  $V_3$  :**

• **Paroi verticale :**



Zone	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	1078,8	1	-1	-0,32	-1424,01
B	1078,8	1	-0,8	-0,32	-1208,25
C	1078,8	1	-0,5	-0,32	-884,61
D	1078,8	1	+0,8	-0,32	+787,52
E	1078,8	1	-0,3	-0,32	-668,85

**Tableau II.12** : La pression du vent sur paroi direction  $V_3$ .

- **Toiture :**

- 1- **Toiture plate**

Zone	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	1078,8	1	-1,8	-0,32	-1596,62
G	1078,8	1	-1,2	-0,32	-949,34
H	1078,8	1	-0,7	-0,32	-409,94
I	1078,8	1	$\pm 0,2$	-0,32	-560,97 +129,45

**Tableau II.13** : La pression du vent sur toiture plate direction  $V_3$ .

- 2- **Toiture a deux versants**

Zone	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	1078,8	1	-1,57 +0,03	-0,32	-1348,5 +377,58
G	1078,8	1	-1,13 +0,59	-0,32	-873,82 +981,70
H	1078,8	1	-0,55 +0,03	-0,32	-248,12 +377,58
I	1078,8	1	-0,57 -0,50	-0,32	-269,7 -194,18
J	1078,8	1	-0,01 -0,50	-0,32	+334,42 -194,18

**Tableau II.14** : La pression du vent sur toiture direction  $V_3$ .

- **Vent sur pignon  $V_4$  :**

- **Paroi verticale :**

Zone	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	1078,8	1	-1	-0,37	-679,64
B	1078,8	1	-0,8	-0,37	-463,88
C	1078,8	1	-0,5	-0,37	-140,24
D	1078,8	1	+0,8	-0,37	+1262,19
E	1078,8	1	-0,3	-0,37	+75,51

**Tableau II.15** : La pression du vent sur paroi direction  $V_4$ .

- **Toiture :**

- 1- **Toiture plate**

Zone	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	1078,8	1	-1,8	-0,37	-1542,68
G	1078,8	1	-1,2	-0,37	-895,4
H	1078,8	1	-0,7	-0,37	-356,0
I	1078,8	1	$\pm 0,2$	-0,37	+614,91 +383,39

**Tableau II.16** : La pression du vent sur toiture plate direction  $V_4$ .

- 2- **Toiture a deux versants**

Zone	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	1078,8	1	-1,55	-0,37	-1272,98
G	1078,8	1	-1,3	-0,37	-1003,28
H	1078,8	1	-0,68	-0,37	-334,42
I	1078,8	1	-0,58	-0,37	-226,54

**Tableau II.17** : La pression du vent sur toiture direction  $V_4$ .

## II.5 L'EFFET DE FROTTEMENT :

Dans le cas des structures allongées, ou élancées ; on tient compte d'une force complémentaire due au frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles (suivant le règlement RNV99- V2003):

Soit le rapport  $\frac{d}{b} \geq 3$ , soit le rapport  $\frac{d}{h} \geq 3$ , doit être vérifié dont :

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

$$\frac{d}{b} = 1,31 < 3 \quad ; \quad \frac{d}{h} = 2,38 < 3$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on ne prend pas en compte l'effet du frottement.

## **II.6 CONCLUSION :**

Dans ce chapitre nous avons défini les différentes valeurs représentatives des charges agissantes sur la structure telles que : les charges permanentes, les charges d'exploitations et les charges climatiques.

## Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

### III.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre consiste à pré-dimensionner les éléments de la structure pour résister aux différentes sollicitations causées par les charges (G, Q, N) qui sont :

- ❖ Les éléments secondaires.
- ❖ Les éléments porteurs.

On doit vérifier :

- la condition de flèche.
- la condition de résistance.

### III .2 PRINCIPES DU REGLEMENT CCM97 :

Les calculs se font selon le règlement CCM97 : [3]

- Il a pour objet de la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier.
- Le règlement ne définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Les exigences relatives à la protection contre le feu sont en dehors de cet objet.
- D'autres exigences telles l'isolation phonique et thermique ne font pas l'objet de ce règlement.
- Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, il s'agit de leurs versions approuvées et mise en vigueur officiellement.

### III .3 COEFFICIENT DE SECURITE :

Le coefficient de sécurité  $\gamma_M$  doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- Section de classe (1, 2, 3)  $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- Section de classe 4  $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$
- Section nette au droit des trous  $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- Cas des états limites ultimes des éléments  $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$

### III.4 VALEURS DES FLECHES ADMISSIBLES :

Conditions	$\delta_{v \max}$ (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état Limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{v \max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau III.1 : Valeurs des flèches admissibles.

### III .5 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES DE LA STRUCTURE :

#### III .5.1 Les pannes :

Les pannes de la couverture sont des poutrelles généralement en I, elles sont disposées perpendiculairement aux traverses. Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et surcharge d'entretien qui sont :

- Charges permanentes (Poids propre de la couverture) :  $G = 18 \text{ daN/m}^2$ .
- Charges d'entretien :  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  appliquées au 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne.
- Action de la neige :  $S = 12,71 \text{ daN/m}^2$ .

#### III.5.1.1 Les pannes pour toiture à double versant :

##### 1- Espacement entre les pannes :

L'espacement entre les pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

##### ❖ Combinaisons des charges :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 18 \times 1) + (1,5 \times 100 \times 1) = 174,3 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 18 \times 1) + (1,5 \times 12,71 \times 1) = 43,36 \text{ daN/ml}$$

$$q = \max (q_1 ; q_2) = 174,3 \text{ daN/ml}$$

Le moment maximum pour une poutre de huit appuis (d'après le SAP 2000) : [on suppose que  $l=1\text{m}$ ].

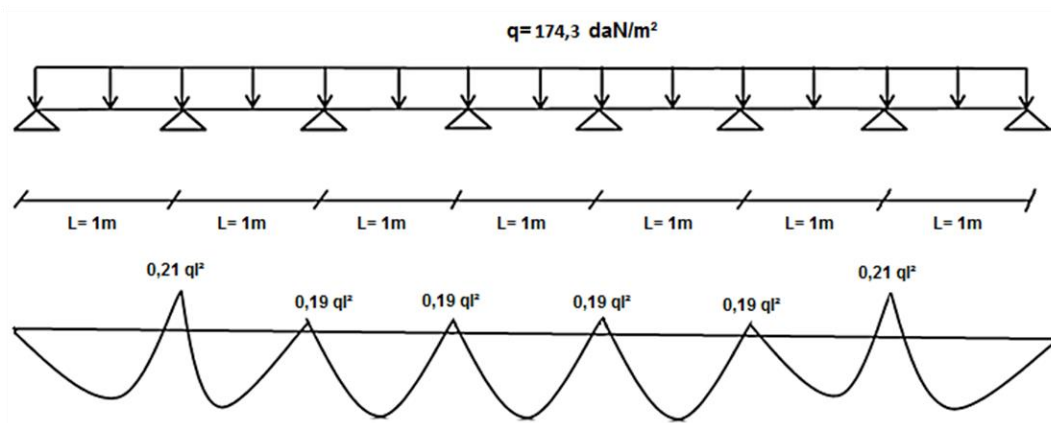


Figure III.1 : Diagramme des moments des pannes.

❖ **Vérification de l'espacement :**

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq f_y \quad \Rightarrow \quad M_{\max} \leq f_y \times W$$

$$\Rightarrow \quad 0,21ql^2 \leq f_y \times W$$

$$\Rightarrow \quad l \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,21q}}$$

$$\Rightarrow \quad l \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^5 \times 5 \times 10^{-6}}{0,21 \times 174,3}}$$

$$\Rightarrow \quad l \leq 1,52 \text{ m}$$

Avec :  $W$  : La flèche maximale du panneau ( $W = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^3$ ) [11].

On prend  $l = 1 \text{ m}$ .

**2- Dimensionnement des pannes :**

❖ **Effort sollicitant :**

$$G = 18 \times 1 = 18 \text{ daN/m.}$$

$$Q = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m.}$$

$$S = 12,71 \times 1 = 12,71 \text{ daN/m.}$$

❖ **Combinaison des charges :**

Etat limite ultime (ELU):

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 18) + (1,5 \times 100) = 174,3 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 18) + (1,5 \times 12,71) = 43,36 \text{ daN/ml}$$

$$q_{u \max} = \max (q_1 ; q_2) = 174,3 \text{ daN/ml}$$

Etat limite de service (ELS) :

$$q_1 = G + Q = 18 + 100 = 118 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = G + S = 18 + 12,71 = 30,71 \text{ daN/ml}$$

$$q_{s \max} = \max (q_1 ; q_2) = 118 \text{ daN/ml}$$

❖ Vérification selon CCM97 [3] :

a- Vérification de la condition de flèche à L'ELS :

$$q_{s,y} = q_s \cdot \sin\alpha = 118 \times \sin 6,52 = 13,39 \text{ daN/ml}$$

$$q_{s,z} = q_s \cdot \cos\alpha = 118 \times \cos 6,52 = 117,23 \text{ daN/ml}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Plan (y-y) :

$$\delta \leq \delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z} \leq 1,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times 1,5}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times 0,13 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1,5}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 4,35 \text{ cm}^4.$$

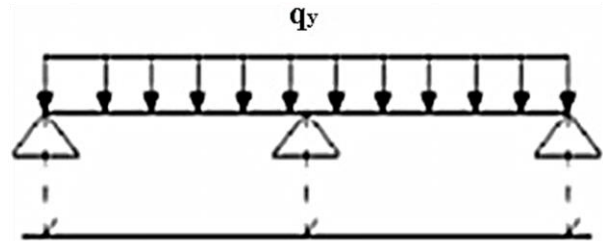


Figure III.2 : Pannes sous la charge  $q_y$ .

Plan (z-z) :

$$\delta \leq \delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} \leq 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times 3}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,17 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 313,39 \text{ cm}^4$$

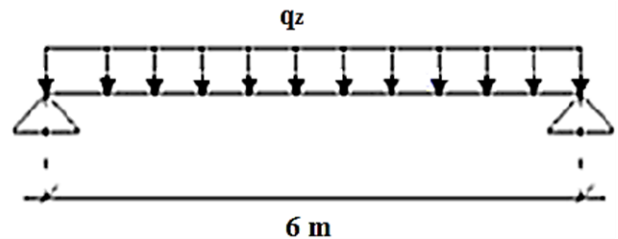


Figure III.3 : Pannes sous la charge  $q_z$ .

On choisit un IPE120 :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE120</b>	10,4	13,2	120	64	6,3	4,4	93,4	317,8	27,67	60,73	13,58	4,9	1,45

**Tableau III.2 :** Caractéristiques du profilé IPE120.

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 10,4 \text{ Kg/m} = 0,1 \text{ KN/m}$ .

La charge sera :

$$q_1 = G + Q = [(18 \times 1) + 10,4] + (100 \times 1) = 128,4 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = G + S = [(18 \times 1) + 10,4] + (12,71 \times 1) = 41,11 \text{ daN/ml}$$

❖ **Condition de flèche avec le poids propre**

$$q_{s \max} = \max(q_1 ; q_2) = 128,4 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} q_{s,y} = q_s \cdot \sin \alpha = 128,4 \times \sin 6,52 = 14,57 \text{ daN/ml} \\ q_{s,z} = q_s \cdot \cos \alpha = 128,4 \times \cos 6,52 = 127,56 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

**Plan (y-y) :**

$$\delta \leq \delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,14 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 27,67} = 0,25 \text{ cm} \leq 1,5 \text{ cm}$$

**Plan (z-z) :**

$$\delta \leq \delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,2 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 317,8} = 3,03 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

Donc : on peut tolérer cette valeur, la condition est vérifiée.

**b- Condition de résistance à l'ELU :**

Les pannes travaillent en flexion déviée donc l'équation est :

$$\left( \frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{ply} \cdot f_y} \right)^2 + \left( \frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right)^1 \leq 1$$

Avec :

$\alpha=2$  et  $\beta=1$  Pour les sections en I et en H.

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} (1-n) / (1-0,5\alpha)$$

$$\text{Avec: } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0$$



$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0,38 < 0,5$$

Donc  $n < a \implies M_{N_y.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

On inclut le poids propre dans les charges :

$$q_{u,y} = q_u \cdot \sin \alpha = (174,3 + (1,35 \times 12,8)) \times \sin 6,52 = 21,75 \text{ daN/ml}$$

$$q_{u,z} = q_u \cdot \cos \alpha = (174,3 + (1,35 \times 12,8)) \times \cos 6,52 = 190,34 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_{u,y} \cdot \frac{L_y^2}{8} = 0,21 \times \frac{6^2}{8} = 0,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = q_{u,z} \cdot \frac{L_z^2}{8} = 1,90 \times \frac{3^2}{8} = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$\implies \left( \frac{2,13 \times 10^6 \times 1,1}{60,73 \times 10^3 \times 235} \right)^2 + \left( \frac{0,94 \times 10^6 \times 1,1}{13,58 \times 10^3 \times 235} \right)^1 = 0,35 \leq 1$$

Donc la condition est vérifiée.

### III.5.1.2 Les pannes pour toiture à un seul versant :

Les mêmes étapes de calculs ont conduit aux résultats dressés sur le tableau suivant :

Élément	$\delta$ cm	$\delta_{\max}$ cm	$M_{z,sd}$ kN.m	$M_{y,sd}$ kN.m
IPE120	0,08 (y-y)	1,5 (y-y)	0,45	2,14
	1,93 (z-z)	3 (z-z)		

Tableau III.4 : Vérification des pannes de stockages.

## III.6 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS DE LA STRUCTURE :

### III.6.1 Les poutres :

- ✓ Poids propre de la dalle  $G=351 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Poids propre des solives  $G=26,2 \text{ daN/m}$ .
- ✓ Espacement entre les poutres  $6\text{m}$ .
- ✓ Nombre des solives 6.
- ✓ Charge d'exploitation étage courant  $Q=250 \text{ daN/ml}$ .

#### a- Condition de flèche :

##### ❖ Efforts sollicitant :

$$G = (351 \times 6) + (26,2 \times 6) = 2263,2 \text{ daN/ml.}$$

$$Q = 250 \text{ daN/ml.}$$

##### ❖ Combinaison des charges :

Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 2263,2) + (1,5 \times 250) = 3430,32 \text{ daN/ ml}$$

Etat limite de service :

$$q_s = G + Q = 2263,2 + 250 = 2513,2 \text{ daN/ ml}$$

❖ **Vérification de la condition de flèche à (L'ELS):**

$$\delta \leq \delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_s \times L_y^4}{384 \times E \times I_y} \leq 2,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L_y^4}{384 \times E \times 2,8}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 25,13 \times 700^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2,8}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 13361,21 \text{ cm}^4$$

On choisit le profilé IPE 360 :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8	298,6	16270	1043	1019	191,1	14,95	3,7

Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE360.

On ajoute le poids propre :  $q_s = 57,1 + 2513,2 = 2570,3 \text{ daN/ml}$

❖ **vérification de la flèche avec poids propre inclus :**

$$\delta \leq \delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_s \times L_y^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 25,70 \times 700^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 16270} = 2,35 \text{ cm} \leq 2,8 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

❖ **Détermination de la classe du profilé IPE 360**

• **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{298,6}{8} = 37,32 < 72$$

L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{170/2}{12,7} = 6,69 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé est de classe I.

- **b- Vérification de la résistance à l'ELU :**

Les poutres travaillent à la flexion simple et elles sont de classe 1, donc on vérifie la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$q = q_u + (1,35 \times 49,1) = 3430,32 + (1,35 \times 49,1) = 3496,6 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 214,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 217,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

Donc la condition est vérifiée.

### III.6.2 Les traverses :

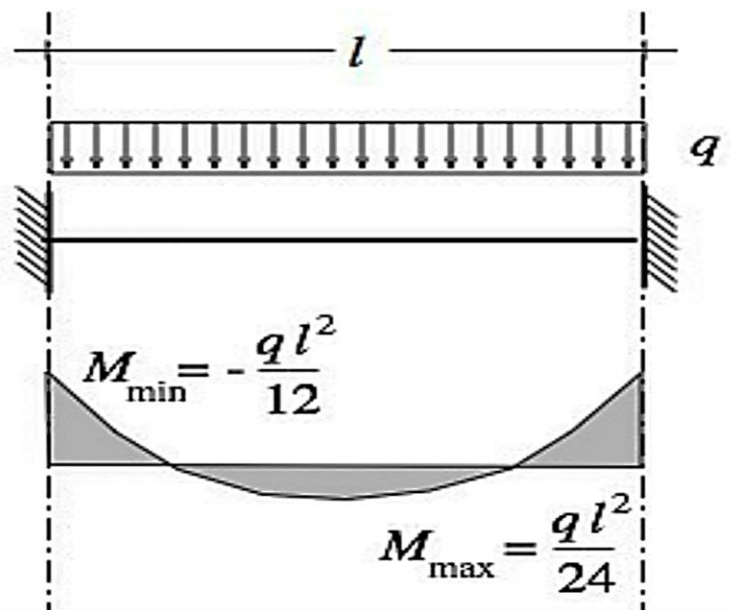


Figure III.4 : Schéma statique de la traverse.

- ✓ Poids propre de la panne 12,8 daN/m.
- ✓ Poids propre de toiture 18daN/m.
- ✓ Espacement entre les pannes 6m
- ✓ Le nombre des pannes 11.

**a- Condition de flèche :****❖ Efforts sollicitant :**

$$G = (12,8 \times 11) + (18 \times 6) = 248,8 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 100 \text{ daN/ml}$$

$$S = 12,71 \text{ daN/ml}$$

**❖ Combinaison des charges :**

Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 248,8) + (1,5 \times 100) = 485,88 \text{ daN/ml.}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 248,8) + (1,5 \times 12,71) = 354,94 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{u \max} = 485,88 \text{ daN/ml.}$$

Etat limite de service :

$$q_s = G + Q = 248,8 + 100 = 348,8 \text{ daN/ml.}$$

$$q_s = G + S = 248,8 + 12,71 = 261,51 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{s \max} = 348,8 \text{ daN/ml.}$$

**❖ Vérification la condition de flèche à l'ELS :**

$$q_{s,y} = q_s \cdot \sin \alpha = 348,8 \times \sin 6,52 = 39,6 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{s,z} = q_s \cdot \cos \alpha = 348,8 \times \cos 6,52 = 346,54 \text{ daN/ml.}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200}$$

$$\delta = \frac{q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

**Plan (y-y) :**

$$\delta \leq \delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{525}{200} = 2,62 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z} \leq 2,62 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times 2,62}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{0,39 \times 525^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2,62}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 14,01 \text{ cm}^4$$

**Plan (z-z) :**

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{1050}{200} = 5,25 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} \leq 5,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times 5,25}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{3,46 \times 1050^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 5,25}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 992,06 \text{ cm}^4$$

On choisit le profilé IPE180 :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
<b>IPE180</b>	18,8	23,9	180	91	8	5,3	146	1317	100,9	166,4	34,60	7,42	2,05

Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé IPE 180.

On ajoute le poids propre :

$$q_{s,y} = 39,6 + 18,8 = 58,4 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{s,z} = 346,54 + 18,8 = 365,34 \text{ daN/ml.}$$

❖ **vérification de la flèche avec poids propre inclus :**

**Plan (y-y) :**

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{525}{200} = 2,62 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{0,58 \times 525^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 100,9} = 0,54 \text{ cm} < 2,62 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

**Plan (z-z) :**

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{1050}{200} = 5,25 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{3,64 \times 1050^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1317} = 4,16 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

❖ **Détermination de la classe du profilé IPE 180 :**

• **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{146}{5,3} = 27,54 < 72$$

L'âme est de classe I.

• **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{91/2}{8} = 5,68 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé est de classe I.

**b- Vérification de la résistance à l'ELU :**

Les traverses travaillent à la flexion simple et sont de classe 1, donc on vérifie la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$q = q_u + (1,35 \times 18,8) = 485,88 + (1,35 \times 18,8) = 511,26 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{sd} = q \frac{l^2}{12} = 46,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 35,54 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} > M_{pl,rd}$  Donc la condition n'est pas vérifiée.

On augmente la section et on prend un IPE220 qui vérifie toutes les conditions :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
<b>IPE220</b>	26,2	33,4	220	110	9,2	5,9	177,6	2772	204,9	285,4	58,11	9,15	2,48

**Tableau III.7 :** Caractéristiques du profilé IPE 220.

On ajoute le poids propre :

$$q_{s,y} = 39,6 + 26,2 = 65,8 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{s,z} = 346,54 + 26,2 = 372,74 \text{ daN/ml.}$$

❖ **vérification de la flèche avec poids propre inclus :**

**Plan (y-y) :**

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{525}{200} = 2,62 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{s,y} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{0,65 \times 525^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 204,9} = 0,29 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

**Plan (z-z) :**

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{1050}{200} = 5,25 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{s,z} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{3,72 \times 1050^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2772} = 2,02 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

❖ **Détermination de la classe du profilé IPE 220 :**• **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{177,6}{5,9} = 30,10 < 72$$

L'âme est de classe I.

• **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{110/2}{9,2} = 5,97 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé est de classe I.

❖ **Vérification de la résistance :**

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$q = q_u + (1,35 \times 26,2) = 485,88 + (1,35 \times 26,2) = 521,25 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{sd} = q \frac{l^2}{12} = 47,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{285,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 60,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

**III.6.3 Traverses (bloc de stockage) :**

- ✓ Poids propre de la panne 12,8 daN/m ;
- ✓ Poids propre de la toiture 18 daN/m ;
- ✓ Espacement entre les traverses 6 m ;
- ✓ Le nombre des pannes 9.

**a- Condition de flèche :**❖ **Efforts sollicitant :**

$$G = (12,8 \times 9) + 18 = 133,2 \text{ daN/ml.}$$

$$Q = 100 \text{ daN/ml.}$$

$$S = 12,77 \text{ daN/ml.}$$

❖ **Combinaison des charges :**

Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 133,2) + (1,5 \times 100) = 329,82 \text{ daN/ml.}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 133,2) + (1,5 \times 12,77) = 198,97 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{u \max} = 329,82 \text{ daN/ml.}$$

Etat limite de service :

$$q_s = G + Q = 133,2 + 100 = 233,2 \text{ daN/ml.}$$

$$q_s = G + S = 133,2 + 12,71 = 149,91 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{s \text{ max}} = 233,2 \text{ daN/ml.}$$

❖ **Vérification la condition de flèche à (L'ELS):**

$$q_{s,y} = q_s \cdot \sin \alpha = 233,2 \times \sin 3,27 = 13,30 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{s,z} = q_s \cdot \cos \alpha = 233,2 \times \cos 3,27 = 232,82 \text{ daN/ml.}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$\delta \leq \delta_{\text{max}}$$

$$\delta_{\text{max}} = \frac{l}{200}$$

$$\delta = \frac{q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

**Plan (y-y) :**

$$\delta_{\text{max}} = \frac{L_y}{200} = \frac{525}{200} = 2,62 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z} \leq 2,62 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times 2,62}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{0,13 \times 525^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2,62}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 4,67 \text{ cm}^4$$

**Plan (z-z) :**

$$\delta_{\text{max}} = \frac{L_z}{200} = \frac{1050}{200} = 5,25 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} \leq 5,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times 5,25}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{2,32 \times 1050^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 5,25}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 666,09 \text{ cm}^4$$

On choisit le profilé IPE180 :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>r</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE180</b>	18,8	23,9	180	91	8	5,3	146	1317	100,9	166,4	34,60	7,42	2,05

**Tableau III.8 :** Caractéristiques du profilé IPE 180.



On ajoute le poids propre :

$$q_{s,y} = 18,43 + 18,8 = 32,1 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{s,z} = 322,67 + 18,8 = 251,62 \text{ daN/ml.}$$

❖ **vérification de la flèche avec poids propre inclus :**

**Plan (y-y) :**

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{525}{200} = 2,62 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{0,32 \times 525^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 142,4} = 0,29 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

**Plan (z-z) :**

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{1050}{200} = 5,25 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{2,51 \times 1050^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1317} = 2,87 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

❖ **Détermination de la classe du profilé IPE 200 :**

• **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{146}{5,3} = 27,54 < 72$$

L'âme est de classe I.

• **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{91/2}{8} = 5,68 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé est de classe I.

**b- Vérification de la résistance à l'ELU :**

Les traverses travaillent à la flexion simple donc on vérifie la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$q = q_u + (1,35 \times 18,8) = 329,82 + (1,35 \times 18,8) = 355,2 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{sd} = q \frac{l^2}{12} = 32,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 35,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

Donc la condition est vérifiée.

## Chapitre IV : Etude du plancher mixte

### IV.1 INTRODUCTION :

Il existe divers types de planchers dans le génie civil. Dans notre cas, nous optons pour un plancher dit mixte (acier/béton) qui est le plus répandu dans les constructions métalliques. Le plancher mixte est constitué de poutres croisées et de solives (support de platelage) reposant sur des poutres maîtresses qui, elles-mêmes, sont supportées par les poteaux.

### IV.2 VERIFICATION DE LA TOLE PROFILEE :

Pour notre structure nous avons choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle TN40 (hauteur minimale est de 4cm exigée par l'Eurocode 4) qui joue le rôle de plateforme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton.

#### IV.2.1 Entraxe des solives :

L'entraxe des solives doit vérifier les conditions suivantes :

$$0,7 \text{ m} \leq \text{Entraxe} \leq 1,50 \text{ m}$$

Poutre principale :  $L_{\max} = 7 \text{ m}$ .

Donc : l'entraxe =  $\frac{7}{7} = 1 \text{ m}$ .

On obtient : Le nombre de solive égale à 6.

La portée des solives est de 6m.

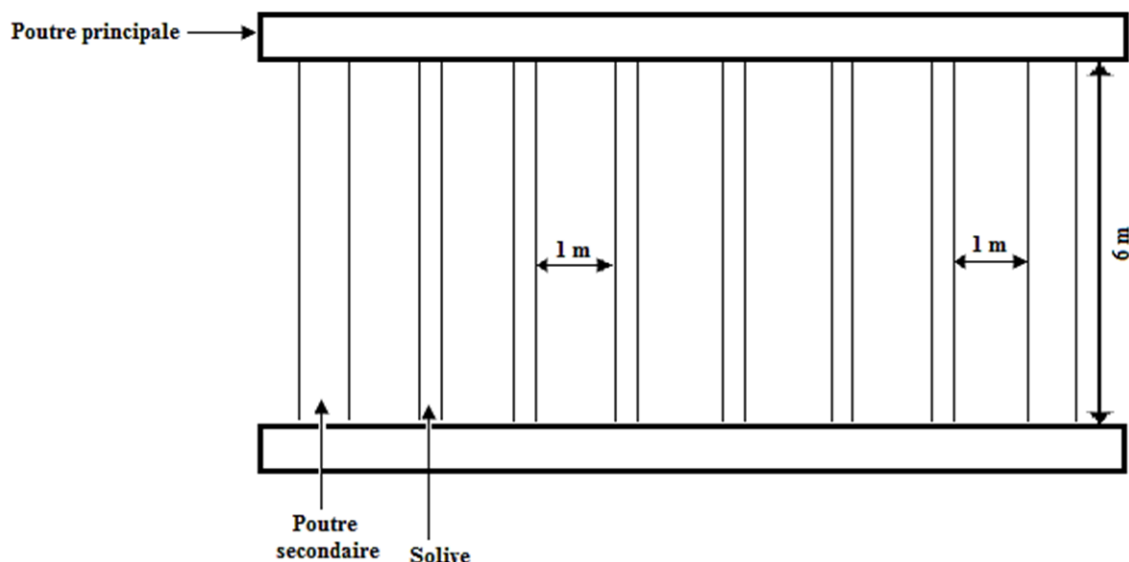
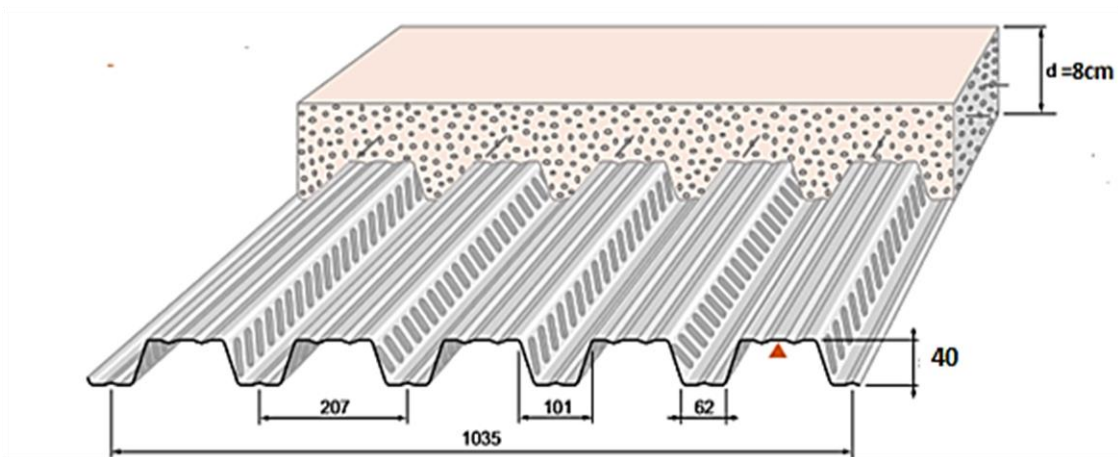


Figure IV.1 : Espacement et longueur des solives.

❖ **Caractéristiques de la tôle nervurée :**

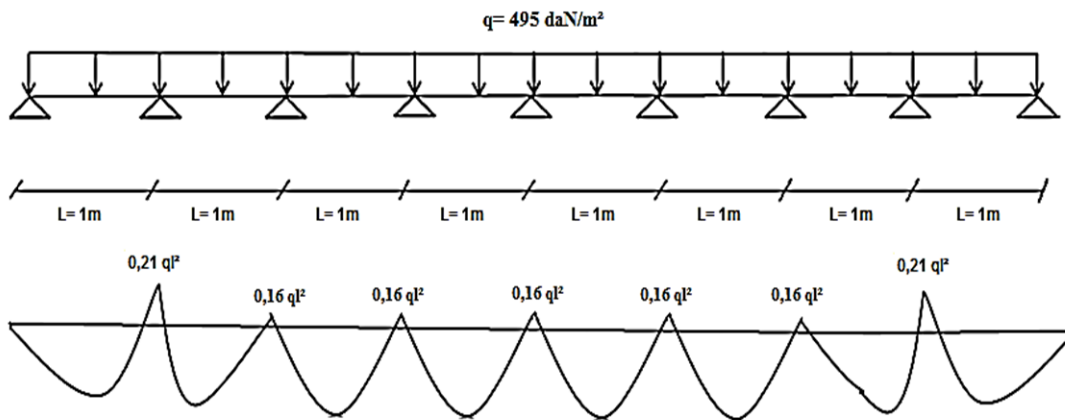
La meilleure tôle à utiliser est la tôle HI-BOND mais nous on va utilisée la tôle TN40.



**Figure IV.2 :** Caractéristiques de la tôle.

- Poids propre (TN40 d'épaisseur 10/10ème) .....  $P = 11 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture .....  $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte élastique .....  $f_y = 160 \text{ MPa}$
- Module de résistance .....  $W_{Pl,y} = 9,24 \text{ cm}^3$
- Moment d'inertie .....  $I_y = 27,21 \text{ cm}^4$

Le diagramme de moment fléchissant :



**Figure IV.3 :** Diagramme des moments fléchissant de la tôle.

**a) Vérification à l'état limite ultime :**

On doit vérifier que :  $M_{sd} < M_{Ply,Rd}$

- Charges permanentes du plancher d'étage courant  $G = 200 \times 1 = 200 \text{ daN/ml.}$
- Surcharge d'exploitation (chantier) :  $Q = 150 \times 1 = 150 \text{ daN/ml}$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow q_u = 1,35 \times 200 + 1,5 \times 150$$

$$\rightarrow q_u = 495 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0,21ql^2 = 0,21 \times 495 \times 1^2 = 103,95 \text{ daN. m}$$

$$M_{Ply,Rd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{9240 \times 160}{1,1} = 1344000 \text{ N. mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 134,4 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 103,95 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

### b) Vérification de flèche à l'état limite de service :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq \delta_{v \max}$

$$\text{Avec : } \delta_{v \max} = L / 250 = 100 / 250 = 0,4 \text{ cm.}$$

Pour trouver les flèches d'une poutre continue on utilise l'abaque de MAQUART. On prend la flèche maximale de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

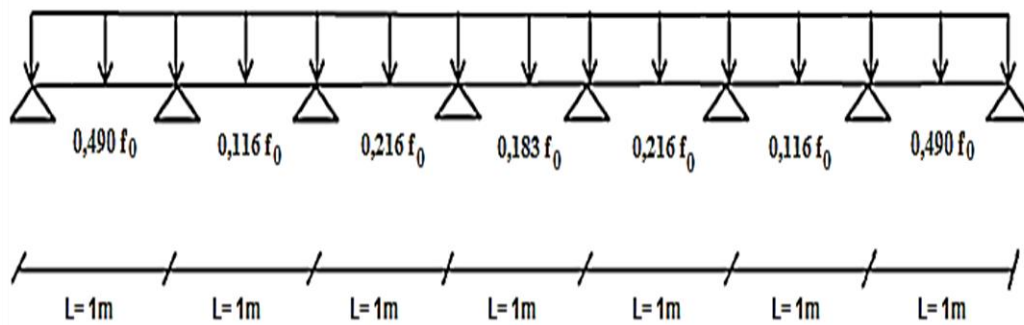


Figure IV.4 : Flèche de la poutre selon l'abaque de MAQUART.

$$\text{Avec : } f_0 = \frac{q.L^3}{24} \quad (\text{poutre continue}).$$

$$q_s = G + Q = 200 + 150 = 350 \text{ daN/m}^2.$$

On prend la flèche la plus défavorable  $\rightarrow f = 0,490.f_0$

$$f = 0,490 \times \frac{3,5 \times 10^{-3} \times 100^3}{24} = 0,071 \text{ cm} < 0,4 \text{ cm}$$

Donc, la condition est vérifiée

## IV.3 ETUDE DU PLANCHER :

Un plancher mixte est une dalle pour laquelle on utilise des toles profilés en acier comme coffrage perdu permettant de supporter le poids du béton frais et des armatures et les charges de construction. Tout ceci reposant sur des solives qui sont des profilés métalliques.

Le comportement mixte apparaît lorsque le béton et la tôle profilé sont combinés de façon à avoir un seul et unique élément de construction.

C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton. Il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements qui se développent à l'interface où on utilise l'ancrage d'extrémité.

Cette liaison est assurée par des connecteurs soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher. Les connecteurs sont des pièces cylindriques en acier comportant une tête.

Ce type de connexion est particulièrement bien adapté au cas des dalles avec tôles profilées, car ils peuvent être facilement fixés à travers la tôle.

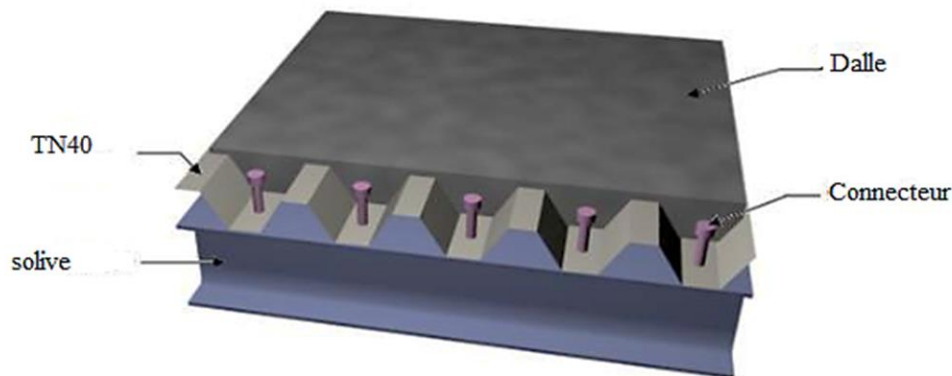


Figure IV.5 : Eléments constituant le plancher mixte.

### IV.3.1 Calcul du plancher de l'étage courant :

Pour le plancher de l'étage courant l'épaisseur de la dalle est de 8 cm au minimum exigée par le règlement. [4]

On propose un IPE 140 et on vérifie les conditions :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE140	12,8	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541,2	44,92	88,34	19,25	5,74	1,65

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé IPE140.

#### IV.3.1.1 Vérification de la condition de résistance :

Puisque nous avons une dalle de compression en béton sur les solives donc le risque de déversement est négligé.

Alors, on doit vérifier que :  $M_{sd} < M_{Ply,Rd}$

##### a) Largeur efficace de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante [4] :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{Avec : } b_{ei} = \min(L_0/8 ; b_i)$$

$L_0 = 6$  m. (la portée de la poutre)

$$b_1 = b_2 = 0,5 \text{ m.}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(0,5 ; 0,75) = 0,5 \text{ m.} \quad \text{Donc : } b_{eff} = 2 \times 0,5 = 1 \text{ m.}$$

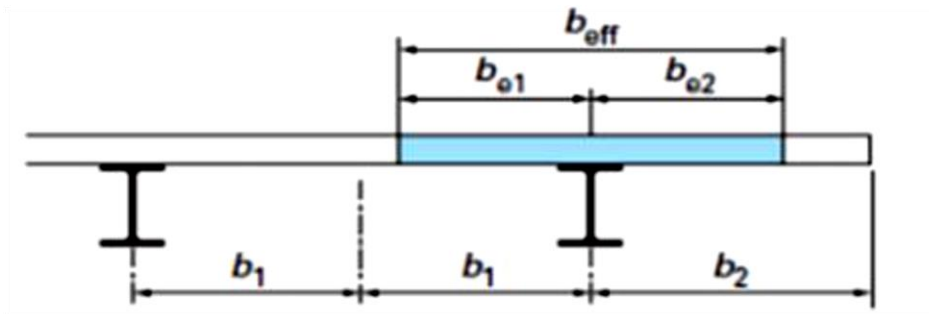


Figure IV.6: Largeur efficace de la dalle.

Charges permanentes :

Solive :  $G_1 = 12,8$  daN/ml

Dalle :  $G_2 = (351 + 56) \times 1 = 407$  daN/ml

Total:  $G = 419,8$  daN/ml

Surcharge d'exploitation :

$Q = 250 \times 1 = 250$  daN/ml

Charge non pondérée :

$q_s = G + Q = 669,8$  daN/ml

Charge pondérée :

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 419,8) + (1,5 \times 250) = 941,73$  daN/ml

**b) Position de l'axe neutre :**

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \times \left( 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par  $F_c$  et  $F_a$  les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :  $h_c = 80$  mm

$f_{ck} = 25$  MPa

$f_y = 235$  MPa

$\gamma_c = 1,5$

$\gamma_m = 1,1$

$A_a$  : Section du profilé IPE 100 :  $A_a = 1320$  mm<sup>2</sup>

Donc :  $F_c = 1000 \times 80 \times \left( 0,85 \times \frac{25}{1,5} \right) = 1133333,33$  daN

$$F_a = 1640 \times \frac{235}{1,1} = 35036,36$$
 daN

$F_a < F_c$  Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante [4]:

$$z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad z = \frac{35036,6}{1000 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 24,73 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{941,73 \times 6^2}{8} = 4237,78 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = 35036,36 \times \left( \frac{0,14}{2} + 0,08 + 0,04 - \frac{0,024}{2} \right) = 6236,47 \text{ daN.m}$$

Avec :  $h_a$  : hauteur du profilé IPE120.

$h_p$  : hauteur de la tôle.

$h_c$  : épaisseur de la dalle en béton.

$$M_{ply.Rd} = 6236,47 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 4237,78 \text{ daN.m}$$

Conclusion : la condition est vérifiée.

#### IV.3.1.2 Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{941,73 \times 6}{2} = 2825,19 \text{ daN}$$

$$\text{Avec: } A_v = A - 2b.t_f + (t_w + 2r) t_f = 1640 - (2 \times 73) \times 6,9 + (4,7 + (2 \times 7)) \times 6,9 = 761,63 \text{ mm}$$

$$0,5V_{pl.Rd} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{1401,6 \times 235}{1,1} = 4714,74 \text{ daN}$$

$$0,5V_{pl.Rd} = 4714,74 \text{ daN} > V_{sd} = 2825,15 \text{ daN}$$

Conclusion : la condition est vérifiée.

#### IV.3.1.3 Vérification de la flèche :

$$f \leq \delta_{v \max} \rightarrow \delta_{v \max} = L/250 = 6/250 = 0,024 \text{ m} \quad \text{Avec} \quad f = \frac{5.q_s.L^4}{384.E.I_h}$$

$$\text{Avec } I_h = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left( \frac{h_c^2}{12} + \left( z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

$n$  : Coefficient d'équivalence. Avec :  $n = E_a / E'_c$

$E_a = 210000 \text{ Mpa}$  : Module d'élasticité de l'acier de construction.

$E'_c$  : Module d'équivalence du béton avec  $E'_c = E_{cm}/2$  [4];

$E_{cm} = 30500 \text{ Mpa}$ . (Pour un béton de classe C25/30) [4].

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13,77$$

$I_a$ : Moment d'inertie de la poutre ( $I_a = I_y$ ).

$$I_h = 5518,93 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 6,69 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 5518,93} = 0,97 \text{ cm} < f_{adm} = 2,4 \text{ cm}$$

Conclusion : la condition est vérifiée.

#### IV.3.2 Etude des connecteurs :

##### a) Définition

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression en béton et l'acier des solives.

En d'autres termes, ils sont destinés à résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

$$\begin{aligned}d &= 16 \text{ mm} \\h &= 80 \text{ mm} \\f_y &= 275 \text{ MPa} \\f_u &= 430 \text{ MPa}\end{aligned}$$

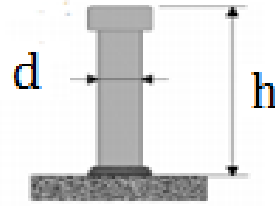


Figure IV.7 : Connecteur à tête.

**b) Résistance du connecteur isolé :**

Résistance du connecteur au cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

 $\gamma_v$  : Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.

d : diamètre du fut du connecteur.

 $f_u$  : Résistance ultime en traction de l'acier du connecteur égale à 430 MPa. $E_{cm}$  : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa. $f_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa. $\alpha = 1$  car  $h/d > 4$ 

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 430 \left( \frac{3,14 \times 16^2}{4} \right)}{1,25} = 5530,41 \text{ daN} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 5186,18 \text{ daN} \end{array} \right. \quad P_{rd} = 5186,18 \text{ daN}$$

**c) Effort de cisaillement longitudinal :**

$$f_{cf} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :  $A_a$  : Section du profilé IPE 140 :  $A_a = 1640 \text{ mm}^2$  $f_y$  : limite élastique de l'acier du goujon égale à 275 MPa. $\gamma_{m1} = 1,1$ 

$$f_{cf} = 1640 \times \frac{275}{1,1} = 41000 \text{ daN}$$

**Calcul du nombre des connecteurs :** $N < N_f$  avec  $N_f = f_{cf} / P_{rd} = 41000 / 5186,18 \rightarrow N_f = 7,90$ 

On utilise alors 8 connecteurs.

$$\text{Avec un intervalle de : } S = \frac{1}{2N} = \frac{6000}{2 \times 8} = 375 \text{ mm} = 37,5 \text{ cm}$$





Figure IV.8 : Disposition des connecteurs.

#### IV.3.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = A_s \cdot b \cdot h_c \geq 0,4 \% \Rightarrow A_s \geq 0,004 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 80 = 320 \text{ mm}^2.$$

Le choix du  $\phi 6$ , maillage de 100 mm,  $A_s = 350 \text{ mm}^2$  est satisfaisant.

#### IV.4 CONCLUSION :

Le calcul du plancher établi dans ce chapitre consiste à faire travailler les deux constituants aciers et béton comme un seul corps rigide pour résister aux différentes sollicitations et atteindre la liaison mixte.

## Chapitre V : Etude sismique

### V.1 INTRODUCTION :

Une grande partie du territoire National est soumise à des efforts dynamiques et des actions sismiques qui se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Par conséquent, les structures résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leurs masses qui s'opposent à ces derniers.

Le but est de déterminer les efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003 [5], qui exige trois méthodes de calcul qui sont :

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

#### Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- Régularité en plan : le bâtiment n'est pas symétrique vis-à-vis de ses deux directions orthogonales (en masse et en rigidité).
- $\frac{l_x}{L_x} \leq 0,25$  [Annexe B].  
 $\frac{l_x}{L_x} = \frac{10,5}{31,5} = 0,33 > 0,25$  condition non vérifiée.
- Régularité en élévation : cette structure n'est pas régulière en élévation car elle contient des décrochements.

Donc la méthode statique équivalente ne peut pas être appliquée. [5]

Suivant la particularité de notre structure, le calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale. Cette méthode est utilisée en particulier lorsque la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### V. 2 PRINCIPE DE LA METHODE :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

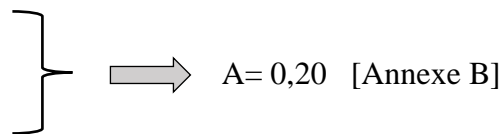
### V. 3 DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :

Les paramètres du spectre sont définis dans le règlement en vigueur [5] comme suit :

#### V.3.1 Coefficient d'accélération « A » :

Zone IIB (Oran)

Classification des ouvrages : 1B



### V.3.2 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Selon le règlement, la valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système contreventé. Dans notre structure nous avons un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X  $\Rightarrow R = 4$ . [Annexe B]

### V.3.3 Le pourcentage d'amortissement critique $\xi$ :

La valeur «  $\xi$  » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{Acier dense} \quad \Rightarrow \quad \xi = 5\% \quad [\text{Annexe B}]$$

### V.3.4 Facteur de correction d'amortissement $\eta$ :

La valeur de «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 5)}} = 1 > 0,7$$

### V.3.5 Périodes T1, T2 du site :

$$\text{Site meuble } S_3: \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases} \quad [\text{Annexe B}]$$

### V.3.6 Facteur de qualité « Q » :

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \text{Avec : } P_q: \text{ la pénalité à retenir selon le critère de qualité « q ».}$$

**Les critères de qualité « q » :**

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{7}{7} = 1 < 1,5 \quad \Rightarrow \quad P_q=0$$

- **Régularité en plan :**

- Le bâtiment ne présente pas une configuration sensiblement symétrique vis à vis des deux directions orthogonales pour la distribution des rigidités et des masses.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment est compacte avec le rapport :
 
$$\text{Longueur} / \text{Largeur} = 31,5 / 24 = 1,31 < 4$$
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment n'excède pas 25% de la dimension totale du bâtiment.

$$\frac{l_x}{L_x} = 0,33 > 0,25$$

- Les planchers présentent une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher est inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc la structure est classée non régulière en plan  $P_q=0,05$ .



- **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux n'est pas constante ou bien diminue progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Le décrochement en élévation de cette structure existe.  
La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc la structure est classée non régulière en élévation  $P_q = 0,05$ .

- **Contrôle de qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise  $P_q = 0$ .

- **Contrôle de la qualité d'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux  $P_q = 0$ .

Critères	Observation	$P_q$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	Observé	0
2. Redondance en plan.	Observé	0
3. Régularité en plan.	Non observé	0,05
4. Régularité en élévation.	Non observé	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	Non observé	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	Non observé	0
		$\sum_1^5 P_q = 0,10$

**Tableau V.1 :** Facteur de qualité.

Le facteur de qualité « Q » sera égale a :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0,10 = 1,10.$$

### V.3.7 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0,3 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 0,3 \end{cases}$$

## V.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

Le but de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### V.4.1 Modélisation de la structure :

La modélisation de la structure a été faite par le logiciel ROBOT qui nous a permis d'obtenir la figure suivante :

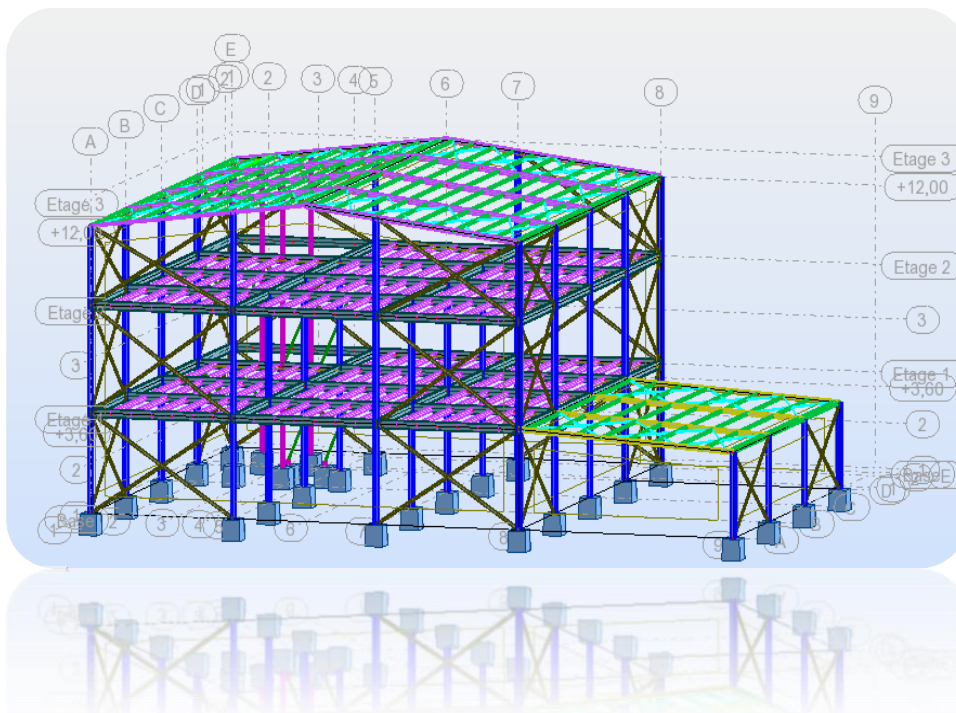


Figure V.1 : Modélisation de la structure en 3D.

### Les étapes de la modélisation de la structure :

Lors de l'utilisation du logiciel nous avons procédé aux démarches suivantes :

- Opter pour un système d'unités (daN et m),
- Définir la géométrie de base (lignes de constructions, cotation),
- Définir les règlements et matériaux utilisés,
- Définir les sections,
- Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies,
- Définir les charges,
- Appliquer les charges prédéfinies,
- Introduire le spectre de réponse,
- Définir les combinaisons de charges,
- Définir les conditions aux limites,
- Lancer l'analyse.

Après analyse par le logiciel ROBOT nous avons obtenus les profilés présentés dans le tableau suivant :

<b>Elément de la structure</b>	<b>Profilés</b>
Poteaux	HEA 260
Poutres principales	IPE 360
Poutres secondaires	IPE 330
Solives	IPE 140
Sablières (bloc magasin)	HEA 100
Sablières (bloc de stockage)	HEA 100
Traverses (bloc magasin)	IPE 500
Traverses (bloc de stockage)	IPE 360
Pannes (bloc magasin)	IPE 160
Pannes (bloc de stockage)	IPE 160
Stabilités	UPN 80
Contreventements	CAE 70×7
Poutres palier escalier	IPE 120
Limon escalier	UPN 200
Poteaux escalier	IPE 80

Poutres ascenseur	IPE 160
-------------------	---------

**Tableau V.2 :** Les différents profilés de la structure.

#### V.4.2 Analyse modale :

Les périodes propres de vibration des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	Période	Masse(%)
1	0,32	0,61
2	0,31	0,28
3	0,28	0,08

**Tableau V.3 :** Modes propres.

#### V.5 ANALYSE MODALE SPECTRALE :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone IIB (ORAN).
- Groupe d'usage 1B.
- Pourcentage d'amortissement ( $\xi = 5\%$ ).
- Coefficient de comportement ( $R = 4$ ).
- Facteur de qualité ( $Q = 1,10$ ).
- Site meuble (S3).

Après avoir introduit l'ensemble de ces données, le spectre de réponse donné par le logiciel robot est comme indiqué sur la figure suivante :





statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée  $V_t > 0,8 V$ . Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- La résultante des forces sismiques dans le sens (X) :  $V_t = 1030,47$  KN
- La résultante des forces sismiques dans le sens (Y) :  $V_t = 1173,41$  KN

La force sismique totale  $V$  est donnée par la formule suivante : [5]

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,20.

D : facteur d'amplification dynamique moyen  $D = 2,7$  ( $0 < T < T_2$ ) [Annexe B]

Q : Facteur de qualité  $Q = 1,25$ .

R : Coefficient de comportement global de la structure  $R = 4$ .

W : poids total de la structure (calculé par logiciel ROBOT) :  $W = 342443,18$  daN.

Donc :

$$V = \frac{0,20 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 342443,18 = 508,52 \text{ kN}$$

	$V_t$	V (KN)	80% V (KN)	$V_t > 80\% V$
$V_x$	1030,47	508,52	406,81	Vérifié
$V_y$	1173,41	508,52	406,81	Vérifié

**Tableau V.4 :** Résultante des forces sismiques à la base.

### V.6.3 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec : R: Coefficient de comportement.

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

(cm)	R	$\delta_k$ (cm)	1% $h_k$ (cm)	Condition
3,2	4	12,8	13,20	Vérifiée

**Tableau V.5 :** Déplacement relatif.

Avec :  $h_k$ : Hauteur jusqu'au sommet.

## V.7 CONCLUSION :

La détermination des caractéristiques dynamiques du hall d'exposition à Akid Lotfi 'ORAN' appliquée sur le modèle 3D a servi de base pour élaborer le calcul sismique. La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le RPA est satisfaite vu le fait que la structure est

flexible. Aussi, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales  $V_t$  dépasse les 80% de la résultante des forces sismiques  $V$ . Les déplacements latéraux ne dépassent pas 1% de la hauteur de l'étage.

## Chapitre VI : Dimensionnement des éléments de la structure

### VI.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre consiste à dimensionner et vérifier les différents éléments de la structure (principales et secondaires) obtenus par le logiciel robot avec les différents phénomènes d'instabilité.

### VI.2 ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :

#### VI.2.1 Calcul du chéneau :

Le chéneau est une conduite généralement en métal qui collecte les eaux pluviales à la base de la toiture ou entre deux versants pour permettre l'évacuation vers les tuyaux de descente.

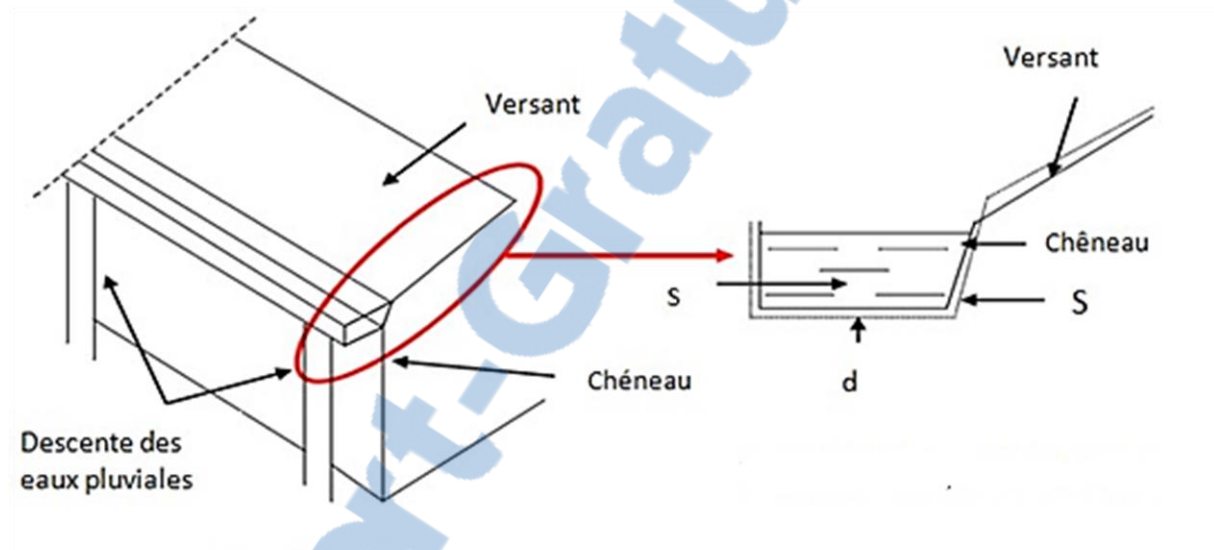


Figure VI.1 : Le chéneau d'eau.

- **Calcul de la section et du diamètre :**

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d^3 p}}}$$

Avec :  $s$  : section transversale du chéneau en  $\text{cm}^2$ .

$S$  : surface couverte du chéneau en  $\text{m}^2$ .

$d$  : périmètre de la section mouillée du chéneau en  $\text{cm}$ .

$p$  : pente du chéneau.

$$S = 10,5 \times 24 = 252 \text{ m}^2$$

Suivant les abaques  $\begin{cases} s = 325 \text{ cm}^2 \\ d = 20 \text{ cm} \end{cases}$  [Annexe C]

#### VI.2.2 Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants métalliques généralement formés de barres rondes ou cornières. Leur rôle est d'éviter la déformation latérale des pannes et réduire la longueur de flexion.

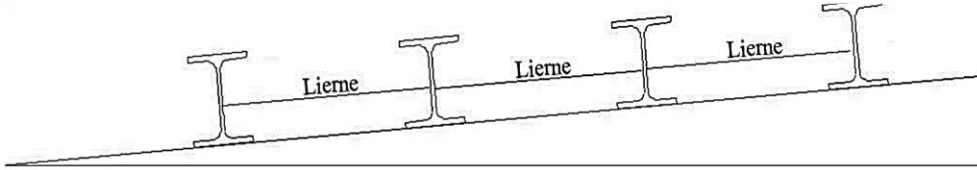


Figure VI.2 : Disposition des liernes.

**VI.2.2.1 Les efforts dans les liernes :**

$$R = 1,25 \times q_y \times l_y = 1,25 \times 0,14 \times 3 = 0,525 \text{ kN}$$

Effort de traction dans les tronçons de lierne de L<sub>1</sub> à L<sub>11</sub> :

$$T_1 = R/2 = 0,525/2 = 0,27 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 0,525 + 0,27 = 0,8 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 0,525 + 0,8 = 1,32 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 0,525 + 1,32 = 1,85 \text{ kN}$$

·  
·  
·  
·  
·

$$T_9 = R + T_8 = 0,525 + 3,95 = 4,47 \text{ kN}$$

$$T_{10} = R + T_9 = 0,525 + 4,47 = 5 \text{ kN}$$

Effort dans les diagonales L<sub>11</sub> :  $2T_{11} \cdot \sin \theta = T_{10}$

$$\theta = 18,43^\circ$$

$$T_{11} = \frac{T_{10}}{2 \sin \theta} = \frac{5}{2 \times \sin 18,43} = 7,90 \text{ kN}$$

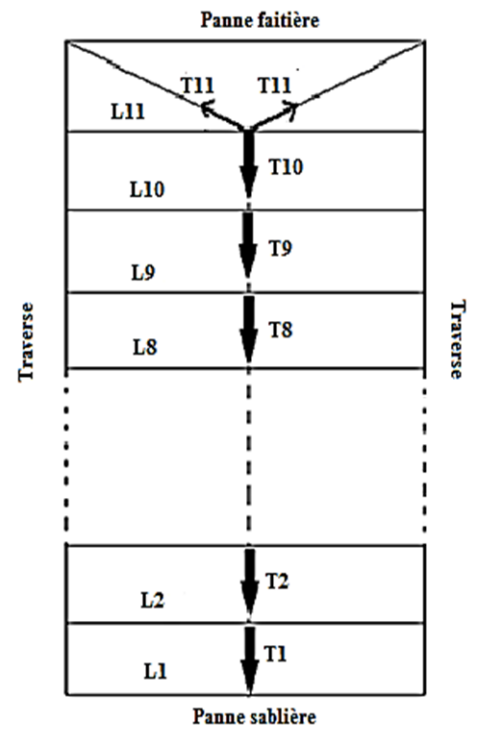


Figure VI.3 : Distribution des efforts sur les liernes.

**VI.2.2.2 Dimensionnement des liernes :**  $N_{sd} \leq N_{PL,rd}$

$N_{PL,Rd}$  : effort normal résistant :  $N_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

$N_{sd}$  : effort normal sollicitant  $N_{sd} = T_{10} = 5 \text{ kN}$ .

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \implies A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$\implies A \geq \frac{5 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}}$$

$$\implies A_{min} = 23,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \implies \varphi^2 = \frac{4 \times A_{min}}{\pi} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$\implies \varphi_{min} = 5,4 \text{ mm}$$

On prend une lierne de panne ronde de diamètre  $\varphi = 12 \text{ mm}$  de section  $A = 0,50 \text{ cm}^2$ .

### VI.2.3 Les escaliers :

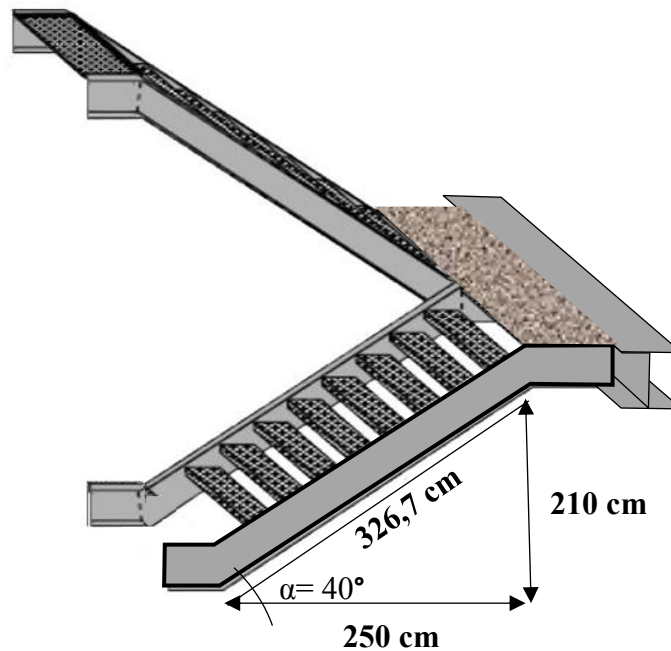


Figure VI.4 : Schéma des escaliers.

En utilisant la formule de BLONDEL, on dimensionne les marches (g) et les contres marches (h) des escaliers :

- $59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$
- $14 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm}$
- $22 \text{ cm} < g < 30 \text{ cm}$

On a deux étages, le 1<sup>er</sup> étage avec une hauteur de 4,20 m et le 2<sup>ème</sup> étage avec une hauteur de 4,50m.

1- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage 4,2 m  $\rightarrow$  On prend :  $h = 19 \text{ cm}$  et  $g = 25 \text{ cm}$ .

➤ Nombre de contre marche :  $n = H / h \quad \Rightarrow \quad n = 210 / 19 = 11$

➤ Nombre de marche :  $m = n - 1 = 11 - 1 = 10$  marches

Donc on obtient 10 marches pour la 1<sup>ère</sup> volée et 9 marches pour la 2<sup>ème</sup> volée.

➤ La longueur de la ligne de la foulée :  $L = g \times (n - 1) = 25 \times (11 - 1) = 250 \text{ cm}$

➤ Angle d'inclinaison de la volée :

$$\alpha = \arctg(210 / 250) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 40^\circ$$

➤ La longueur de la volée :  $L_v = (210 / \sin \alpha) = 326,70 \text{ cm}$ .

➤ Vérification des dimensions de la marche :

On doit vérifier la relation de Blondel :  $59 \text{ cm} < g + 2h < 66 \text{ cm}$

$$g + 2 \times h = 25 + 2 \times 19 = 63 \text{ cm}.$$

$$63 \text{ cm} < 63 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

- 2- Hauteur du 2<sup>ème</sup> étage 4,5 m → On prend : h = 19 cm et g = 25 cm.
- Nombre de contre marche :  $n = H / h \Rightarrow n = 225 / 19 \approx 12$
  - Nombre de marche :  $m = n - 1 = 12 - 1 = 11$  marches  
Donc on obtient 11 marches pour la 1<sup>ère</sup> volée et 10 marches pour la 2<sup>ème</sup> volée.
  - La longueur de la ligne de la foulée :  $L = g \times (n - 1) = 25 \times (12 - 1) = 275$  cm
  - Angle d'inclinaison de la volée :  
$$\alpha = \arctg(225 / 275) \Rightarrow \alpha = 39,28^\circ$$
  - La longueur de la volée :  $LV = (225 / \sin \alpha) = 355,38$  cm.
  - Vérification des dimensions de la marche :  
On doit vérifier la relation de Blondel :  $59 \text{ cm} < g + 2h < 66 \text{ cm}$   
 $g + 2 \times h = 25 + 2 \times 19 = 63 \text{ cm}$   
 $59 \text{ cm} < 63 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$  Condition vérifiée.

### VI.2.3.1 Dimensionnement des éléments de l'escalier :

#### 1- Cornière de marche :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières dont L = 1,8m.  
On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

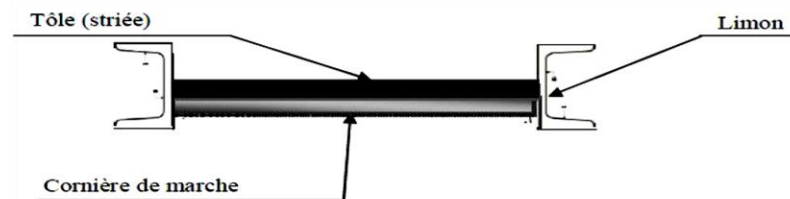


Figure VI.5 : Eléments de la marche.

$$q = (G + Q) \times g = (125 + 250) \times 0,25 = 93,75 \text{ daN/ml}$$

#### a) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq \delta_{v \max}$

$$f = \frac{5 \cdot q L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad ; \quad \delta_{v \max} = \frac{L}{250} = \frac{1,8}{250} = 0,72 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0,93 \times 180^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 0,72} = 8,4 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad I_y \geq 8,4 \text{ cm}^4$$

On choisit une cornière L50×50×5 :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t mm	r1 mm	r2 mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>el-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
L50×50×5	3,77	4,8	50	50	5	7	3,5	10,96	10,96	3,05	3,05	1,51	1,51

Tableau VI.1 : Caractéristiques du profilé L50×50×5.

**b) Vérification de la flèche (poids propre inclus) :**

La charge sera :  $q_s = q + P_p = 93,75 + 3,77 \quad \Rightarrow \quad q_s = 97,52 \text{ daN/m}$

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 0,97 \times 180^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 10,9} = 0,58 \text{ cm} < 0,72 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la résistance à l'ELU :****• Classe du profilé L 50×50×5 :****Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{50}{5} = 10 < 15 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \frac{50+50}{2 \times 5} = 10 \leq 11,5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La section est de classe 3.

**2- Vérification du moment fléchissant à l'ELU :**

On ajoute le poids propre du profilé choisit  $P_p = 3,77 \text{ Kg/m} = 3,77 \text{ daN/ml}$

$$q_u = 1,35 (G + P_p) + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 [(125 \times 0,25) + 3,77] + 1,5 \times (250 \times 0,25)$$

$$q_u = 99,26 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{99,26 \times 1,8^2}{8} = 40,20 \text{ daN.m}$$

$$M_{ely,Rd} = \frac{W_{el,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{3,05 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 651590,91 \text{ N.mm}$$

$$M_{ely,Rd} = 65,16 \text{ daN.m} > M_{sd} = 40,20 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**3- Vérification du cisaillement :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{99,26 \times 1,8}{2} = 89,33 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A = 480 \text{ mm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 480}{1,1} = 5947,63 \text{ daN}$$

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 2973,81 \text{ daN} > V_{sd} = 89,33 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend une cornière de L 50×50×5 pour les marches.

**VI.2.3.2 vérification de la poutre du limon :**

Concernant la poutre du limon on a obtenu un profilé UPN180 tiré par le logiciel robot.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
UPN180	22	28	180	70	11	8	133	1350	114	179	42,9	6,95	2,02

Tableau VI.2 : Caractéristiques du profilé UPN200.

**1- Effort sollicitant**

$$\begin{cases} M = 190,78 \text{ daN.m} \\ N = 431,57 \text{ daN} \\ T = 8158,09 \text{ daN} \end{cases}$$

**2- Vérification de la classe de la section transversale :**• **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{133}{8} = 16,62 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{70}{11} = 6,36 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Le profilé est de classe I.

**3- Vérification de la flèche :**

La flèche admissible du limon calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 0,5\text{cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{326,70}{250} = 1,3\text{cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,5 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 1,3 \text{ cm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \delta \leq \delta_m \quad \text{condition vérifiée}$$

**4- Condition de résistance :**• **Cisaillement :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + r) t_f = 2800 - (2 \times 70) \times 11 + (8 + 5,5) \times 11 = 1408,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{1408,5 \times 235}{\gamma_{mo}} = 300,9 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot V_{pl,rd} = 150,45 \text{ kN}$$

$$81,58 \text{ kN} < 150,45 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



• **Moment fléchissant + Effort normal :**

Puisque la poutre limon est assemblée à ces extrémités avec la poutre palier et le poteau donc il est inutile de prendre en compte l'effet du déversement.

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

Avec :  $\gamma_{M1} = 1$

$\chi_{min}$ : Coefficient de réduction minimal pour le flambement.

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

**Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{200180}{70} = 2,57 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (y-y) : courbe a  $\implies \alpha_y = 0,21$

❖ L'élanement  $\lambda_y$  :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{326,70/2}{6,95} = 23,50$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec:} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

❖ L'élanement réduit  $\bar{\lambda}_y$ :

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{23,5}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0,25$$

Donc  $\chi_y$  est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement a.

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y]^0,5}$$

Avec :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21 \times (0,25 - 0,2) + 0,25^2] = 0,53$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,53 + [0,53^2 - 0,25^2]^0,5} = 1,00$$

**Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{180}{70} = 2,51 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : courbe b  $\Rightarrow \alpha_z = 0,34$

❖ L'élancement  $\lambda_z$ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{326,70/2}{2,02} = 80,86$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

❖ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_z$ :

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1}\right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{80,86}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0,86$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z]^0,5}$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,34 \times (0,86 - 0,2) + 0,86^2] = 0,98$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,98 + [0,98^2 - 0,86]^0,5} = 0,77$$

Donc :  $\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(1 ; 0,77) = 0,77$

❖  $k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times F_y}$  mais  $k_y \leq 1,5$

❖  $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right]$  mais  $\mu_y \leq 0,9$

❖  $\beta_{my} = 1,8$

$$\mu_y = 0,25 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{179 - 150}{150}\right] = 0,09$$

$$k_y = 1 - \frac{0,09 \times 4315,7}{1 \times 2800 \times 235} = 0,99$$

Donc :

$$\frac{4315,7}{0,77 \times \frac{2800 \times 235}{1,1}} + \frac{0,99 \times 1907,8}{\frac{179000 \times 235}{1,1}} = 0,009 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On ne peut pas diminuer la section du profilé dans ce cas parce que la condition de cisaillement ne vérifie pas.

### VI.2.3.3 Poteau escalier :

Concernant le poteau escalier on a obtenu un profilé IPE120 tiré par le logiciel robot.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	tw mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE80	6	7,64	80	46	5,2	3,3	59,6	80,14	8,49	23,32	5,82	3,24	1,05

Tableau VI.3 : Caractéristiques du profilé HEA100.

**1- Effort sollicitant**

$$\begin{cases} M = 1598,65 \text{ daN.m} \\ N = 1763,9 \text{ daN} \end{cases}$$

**2- Vérification de la classe de la section transversale :**• **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{59,6}{3,8} = 15,73 < 72 \quad \text{L'âme est de classe I.}$$

• **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{46/2}{5,2} = 2,6 < 10 \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc le profilé est de classe I.

**3- Condition de résistance :**• **Moment fléchissant + Effort normal :**

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

$$\text{Avec :} \quad \gamma_{M1} = 1$$

$\chi_{\min}$ : Coefficient de réduction minimal pour le flambement.

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

**Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{80}{46} = 1,73 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 5,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Axe (y-y) : courbe a} \quad \Rightarrow \alpha_y = 0,21$$

❖ L'élanement  $\lambda_y$  :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1248/2}{32,4} = 19,25$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

❖ L'élanement réduit  $\bar{\lambda}_y$  :

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{19,25}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0,2$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y]^0,5}$$

$$\emptyset = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,2 - 0,2) + 0,2^2] = 0,52$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,52 + [0,52^2 - 0,13^2]^{0,5}} = 1$$

### Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{80}{46} = 1,73 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 5,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : courbe b  $\implies \alpha_z = 0,34$

❖ L'élanement  $\lambda_z$ :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1248/2}{10,5} = 59,42$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec:} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

❖ L'élanement réduit  $\bar{\lambda}_z$ :

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{59,42}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0,63$$

$$\chi_z = \frac{1}{\emptyset + [\emptyset^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\emptyset = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,34 \times (0,63 - 0,2) + 0,63^2] = 0,77$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,77 + [0,77^2 - 0,63^2]^{0,5}} = 0,8$$

Donc :  $\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(1 ; 0,8) = 0,8$

$$\text{❖ } k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times F_y} \quad \text{mais } k_y \leq 1,5$$

$$\text{❖ } \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \cdot \beta_{M_y} - 4) + \left[ \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{mais } \mu_y \leq 0,9$$

$$\text{❖ } \beta_{m_y} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,2 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[ \frac{23,22 - 20,03}{20,03} \right] = 0,32$$

$$k_y = 1 - \frac{0,32 \times 17639}{1 \times 764 \times 235} = 0,97$$

Donc :

$$\frac{17639}{0,82 \times \frac{764 \times 235}{1,1}} + \frac{0,97 \times 15986,5}{\frac{23220 \times 235}{1,1}} = 0,15 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

## VI.2.4 Justification des pannes :

### 1- Pannes du bloc magasin :

Concernant la panne on a obtenu un profilé IPE160 tiré par le logiciel robot.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE160	15,8	20,1	160	82	7,4	5	127,2	689,3	54,43	123,9	26,10	6,58	1,84

Tableau VI.4 : Caractéristiques du profilé IPE160.

**VI.2.4.1 Effort sollicitant :**

$$\begin{cases} M_y = 822,17 \text{ daN.m} \\ M_z = 41,68 \text{ daN.m} \\ N = 0 \text{ daN} \\ T = 2,44 \text{ daN} \end{cases}$$

**VI.2.4.2 Vérification de la classe de la section transversale :**

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{127,2}{5} = 25,44 < 72$$

L'âme est de classe I.

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{82/2}{7,4} = 1,38 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc le profilé est de classe I.

**VI.2.4.3 Vérification de la flèche :**

La flèche admissible de la panne est calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 1,7 \text{ cm}$

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

$$\begin{cases} \delta = 1,7 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max} \quad \text{condition vérifiée}$$

**VI.2.4.4 Condition de résistance :**

- Cisaillement :

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + r) \cdot t_f = 2010 - (2 \times 82) \times 7,4 + (5 + 9) \times 7,4 = 692,8 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{692,8 \times 235}{\gamma_{mo}} = 85,84 \text{ kN}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 42,92 \text{ kN}$$

$$0,024 \text{ kN} < 42,92 \text{ kN}$$

Donc la Condition vérifiée.

• **Moment fléchissant + Effort normal :**

La panne travaille à la flexion déviée en tenant en compte l'effet de déversement, il faut donc vérifier que :

$$\frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ Calcul de  $\chi_{LT}$  :

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

Avec :

$$\checkmark \phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profilés laminés.}$$

$$\checkmark \bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_W)^{0,5}$$

$$\beta_W = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\checkmark \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\checkmark \lambda_{LT} = \frac{L \times \left[ \frac{w_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{(C_1)^{0,5} \cdot \left[ 1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

•  $C_1$ : Facteur dépendant de la condition de charge et d'encastrement :  $C_1 = 1,132$  [Annexe C]

•  $I_t$ : Moment d'inertie de torsion =  $3,60 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .

•  $I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement =  $3,96 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$ .

•  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^4}{2 \cdot (1+0,3)} = 8,08 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

•  $I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $68,31 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .

•  $L$ : longueur de la panne =  $6 \cdot 10^3 \text{ mm}$ .

$$\lambda_{LT} = \frac{6 \times 10^3 \times \left[ \frac{(123,9 \times 10^3)^2}{3,96 \times 10^9 \times 68,31 \times 10^4} \right]^{0,25}}{(1,132)^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{6000^2 \times 8,08 \times 10^4 \times 3,60 \times 10^4}{3,14^2 \times 21 \times 10^4 \times 3,96 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 142,88$$

$$\checkmark \bar{\lambda}_{LT} = \frac{142,88}{93,9} = 1,52$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$  donc il y'a risque de déversement.

$$\checkmark \phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,52 - 0,2) + 1,52^2] = 1,79$$

Donc : 
$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,79 + [1,79^2 - 1,52^2]^{0,5}} = 0,59$$

➤  $k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A \times F_y}$  mais  $k_z \leq 1,5$   
 $k_z = 1$  parce que  $N_{sd} = 0$

Et :

➤  $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_z \times A \times F_y}$  mais  $k_z \leq 1$   
 ➤  $k_{LT} = 1$

Donc on calcul :

$$\frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{1 \times 8,22 \times 10^6}{0,59 \times \frac{123,9 \times 10^3 \times 235}{1,1}} + \frac{1 \times 0,41 \times 10^6}{\frac{26,10 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,6 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

#### VI.2.4.5 Résistance au voilement par cisaillement :

Selon le règlement CCM97 si  $\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$ , il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

Avec :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$   
 $d = 127,2 \text{ mm}$   
 $t_w = 5 \text{ mm}$

$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 69$  donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

#### VI.2.4.6 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{f_y} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A \cdot f_c}}$$

Avec :  $A_w$  : l'aire de l'âme.

$A_w = t_w (h - 2t_f) = 5 \times (160 - 2 \times 7,4) = 726 \text{ mm}^2$ .

$A_{fc}$  : l'aire de la semelle comprimée.

$A_{fc} = b \cdot t_f = 82 \times 9,2 = 754,4 \text{ mm}^2$

$k$ : coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A \cdot f_c}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{726}{754,4}} = 262,99 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 24,44 \leq 262,99 \end{array} \right.$$



Donc il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.

## 2- Pannes du bloc de stockage :

Les mêmes profilés ont été obtenus (IPE160) donc on vérifie juste les équations qui suivent :

### VI.2.4.7 Effort sollicitant :

$$\begin{cases} M_y = 970,34 \text{ daN.m} \\ M_z = 20,92 \text{ daN.m} \\ N = 0 \text{ daN} \\ V = 6,01 \text{ daN} \end{cases}$$

### VI.2.4.8 Condition de flèche :

La flèche admissible de la panne de stockage est calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 0,5 \text{ cm}$

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

$$\begin{cases} \delta = 0,5 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_m \quad \text{la condition est vérifiée}$$

### VI.2.4.9 Condition de résistance :

#### • Cisaillement :

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$0,5 V_{pl,rd} = 42,92 \text{ kN}$$

$$0,06 \text{ kN} < 42,92 \text{ kN}$$

la Condition est vérifiée.

#### • Moment fléchissant + effort normal :

En tenant en compte l'effet de déversement pour le même profilé IPE160, on doit vérifier que :

$$\frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{1 \times 9,7 \times 10^6}{0,59 \times \frac{123,9 \times 10^3 \times 235}{1,1}} + \frac{1 \times 0,2 \times 10^6}{\frac{26,10 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,65 \leq 1$$

La condition est vérifiée

### VI.2.4.10 Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 69$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

### VI.2.4.11 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

On doit vérifier que :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{f_y} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A \cdot f_c}}$$

$$\begin{cases} \frac{E}{f_y} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A \cdot f_c}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{726}{754,4}} = 262,99 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 24,44 \leq 262,99 \end{cases}$$



Donc, il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.

### VI.2.5 Justification des sablières :

#### 1- Sablières du bloc des magasins :

Concernant les sablières on a obtenu un profilé HEA100 tiré par le logiciel robot

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
HEA100	16,7	21,2	96	100	8	5	56	349,2	133,8	83,01	41,14	4,06	2,51

Tableau VI.5 : Caractéristiques du profilé HEA100.

#### VI.2.5.1 Effort sollicitant :

$$\begin{cases} M = 665,13 \text{ daN.m} \\ N = 1229,12 \text{ daN} \end{cases}$$

#### VI.2.5.2 Vérification de la classe de la section transversale :

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{56}{5} = 11,2 < 72$$

L'âme est de classe I.

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{100/2}{8} = 6,25 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc le profilé est de classe I.

#### VI.2.5.3 Vérification de la flèche :

La flèche admissible de la sablière est calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 0,5\text{cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{1}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,2 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \delta \leq \delta_m \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### VI.2.5.4 Condition de résistance :

- Moment fléchissant + Effort normal :

La sablière travaille à la flexion simple sans tenant en compte l'effet de déversement, donc on vérifie la condition suivante :

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

Avec :  $\gamma_{M1} = 1$

$\chi_{\min}$ : Coefficient de réduction minimal pour le flambement .

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

### Plan (y-y) :

La courbe de flambement a considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (y-y) : courbe b  $\implies \alpha_y = 0,34$

❖ L'élancement  $\lambda_y$  :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{6000}{40,6} = 147,78$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

❖ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_y$ :

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{147,78}{93,9} \times (1)^{0,5} = 1,57$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\text{Avec : } \phi = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 [1 + 0,34 \times (1,57 - 0,2) + 1,57^2] = 1,96$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,96 + [1,96^2 - 1,57^2]^{0,5}} = 0,32$$

### Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : courbe c  $\implies \alpha_z = 0,49$

❖ L'élancement  $\lambda_z$ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{6000}{25,1} = 239,04$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec:} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

❖ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_z$  :

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{239,04}{93,9} \times (1)^{0,5} = 2,54$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\text{Avec : } \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 \times (2,54 - 0,2) + 2,54^2] = 4,30$$

$$\chi_z = \frac{1}{4,30 + [4,30^2 - 2,54^2]^{0,5}} = 0,13$$

$$\text{➤ } \chi_{\min} = \min (\chi_y ; \chi_z) = \min (0,32 ; 0,13) = 0,13$$

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times F_y}$  mais  $k_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right]$  mais  $\mu_y \leq 0,9$
- $\beta_{my} = 1,8$

$$\mu_y = 1,57 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[ \frac{83,01 - 72,76}{72,76} \right] = -0,48$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,48 \times 12291,2}{0,32 \times 2120 \times 235} = 1,03$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \gamma_{M1} \cdot A \cdot f_y} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{\gamma_{M1} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{12291,2}{0,13 \times \frac{2120 \times 235}{1,1}} + \frac{1,03 \times 6651,3}{\frac{83010 \times 235}{1,1}} = 0,20 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On maintient ce profilé malgré le surdimensionnement parce que les sablières doivent être faites en HEA.

## 2- Sablière du bloc de stockage :

Concernant la sablière on a obtenu un profilé HEA100 tiré par le logiciel robot.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
HEA100	16,7	21,2	96	100	8	5	56	349,2	133,8	83,01	41,14	4,06	2,51

Tableau VI.6 : Caractéristiques du profilé HEA100.

### VI.2.5.5 Effort sollicitant :

$$\begin{cases} M = 495,35 \text{ daN.m} \\ N = 132,59 \text{ daN} \end{cases}$$

### VI.2.5.6 Vérification de la classe de la section transversale :

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{56}{5} = 11,2 < 72$$

L'âme est de classe I.

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{100/2}{8} = 6,25 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc le profilé est de classe I.

**VI.2.5.7 Vérification de la flèche :**

La flèche admissible de la sablière est calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 0,3$  cm.

$$\delta_{\max} = \frac{1}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,1 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \delta \leq \delta_m \quad \text{condition vérifiée.}$$

**VI.2.5.8 Condition de résistance :**

- **Moment fléchissant + Effort normal :**

La sablière travaille à la flexion simple sans tenant en compte l'effet de déversement, donc on vérifie la condition suivante :

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

Avec :  $\gamma_{M1} = 1$

$\chi_{\min}$ : Coefficient de réduction minimal pour le flambement.

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

**Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (y-y) : courbe b  $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$

- ❖ L'élancement  $\lambda_y$ :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{6000}{40,6} = 147,78$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

- ❖ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_y$  :

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{91,32}{93,9} \times (1)^{0,5} = 1,57$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

Avec :  $\phi = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 [1 + 0,34 \times (1,57 - 0,2) + 1,57^2] = 1,96$

$$\chi_y = \frac{1}{1,96 + [1,96^2 - 1,57^2]^{0,5}} = 0,32$$

**Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : courbe c  $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$

❖ L'élancement  $\lambda_z$ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{6000}{25,1} = 239,04$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec:} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

❖ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_z$ :

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{150,75}{93,9} \times (1)^{0,5} = 2,54$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\text{Avec: } \phi = 0,5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 \times (2,54 - 0,2) + 2,54^2] = 4,29$$

$$\chi_z = \frac{1}{4,29 + [4,29^2 - 2,54^2]^{0,5}} = 0,13$$

$$\text{➤ } \chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,32; 0,13) = 0,13$$

$$\text{➤ } k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times F_y} \quad \text{mais } k_y \leq 1,5$$

$$\text{➤ } \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{mais } \mu_y \leq 0,9$$

$$\text{➤ } \beta_{my} = 1,8$$

$$\mu_y = 1,57 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[ \frac{83,01 - 72,76}{72,76} \right] = 0,48$$

$$k_y = 1 - \frac{0,48 \times 1325,9}{0,32 \times 2120 \times 235} = 0,99$$

Donc :

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

$$\frac{1325,9}{0,13 \times \frac{2120 \times 235}{1,1}} + \frac{0,99 \times 4953,9}{\frac{83010 \times 235}{1,1}} = 0,22 \leq 1$$

La condition est vérifiée

On maintient ce profilé malgré le surdimensionnement parce que les sablières doivent être faites en HEA.

## VI.2.6 Justification de la poutre ascenseur :

Concernant la poutre ascenseur on a obtenu un profilé IPE160 tiré par le logiciel robot.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tr mm	tw mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE160	15,8	20,1	160	82	7,4	5	127,2	689,3	54,43	123,9	26,10	6,58	1,84

Tableau VI.7 : Caractéristiques du profilé IPE160.

**VI.2.6.1 Effort sollicitant :**

$$\begin{cases} M = 603,60 \text{ daN.m} \\ N = 85,61 \text{ daN} \\ T = 660,01 \text{ daN} \end{cases}$$

**VI.2.6.2 Vérification de la classe de la section transversale :**

- **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{127,2}{5} = 25,44 < 72$$

L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{82/2}{7,4} = 1,38 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc la section est de classe I.

**VI.2.6.3 Vérification de la flèche :**

La flèche admissible de la poutre est calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 0,1 \text{ cm}$

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

$$\begin{cases} \delta = 0,1 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 3 \text{ cm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \delta \leq \delta_m \quad \text{condition vérifiée}$$

**VI.2.6.4 Condition de résistance :**

- **Cisaillement :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r) t_f = 2010 - (2 \times 82) \times 7,4 + (5 + 9) \times 7,4 = 692,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{692,8 \times 235}{\gamma_{mo}} = 85,84 \text{ kN}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 42,92 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad 6,60 \text{ kN} < 42,92 \text{ kN}$$

Donc la Condition est vérifiée.

- **Résistance de la poutre au déversement :**

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

Avec :

$$\checkmark \phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\checkmark \alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profilés laminés}$$

$$\checkmark \bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_W)^{0,5}$$

$\beta_W = 1$  pour les sections de classe 1 et 2.

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\checkmark \lambda_{LT} = \frac{L \times \left[ \frac{w_{pl,y}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{(c_1)^{0,5} \cdot \left[ 1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

- $C_1$ : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement :  $C_1=1,285$  [Annexe C]
- $I_t$ : Moment d'inertie de torsion =  $3,60 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .
- $I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement =  $3,96 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$ .
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^4}{2 \cdot (1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
- $I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $68,31 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .
- $L$ : longueur de la panne =  $6 \cdot 10^3 \text{ mm}$ .

$$\lambda_{LT} = \frac{6 \times 10^3 \times \left[ \frac{(123,9 \times 10^3)^2}{3,96 \times 10^9 \times 68,31 \times 10^4} \right]^{0,25}}{(1,285)^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{6000^2 \times 8,08 \times 10^4 \times 3,60 \times 10^4}{3,14^2 \times 21 \times 10^4 \times 3,96 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 134,10$$

$$\checkmark \bar{\lambda}_{LT} = \frac{134,10}{93,9} = 1,42$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$  donc il y'a risque de déversement.

$$\checkmark \phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,42 - 0,2) + 1,42^2] = 1,63$$

Donc : 
$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,63 + [1,63^2 - 1,42^2]^{0,5}} = 0,41$$

$$M_{sd} = 6,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 0,41 \times 1 \times 123,9 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1} = 10,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 6,03 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 10,85 \text{ kN.m}$$

La Condition est vérifiée

## VI.3 ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS :

### VI.3.1 Justification des poteaux :

Concernant les poteaux on a obtenu un profilé HEA 280 tiré par le logiciel robot.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
HEA280	68,2	86,8	250	260	12.5	7.5	177	10450	3668	919.8	430,2	10,97	6.5

Tableau VI.8 : Caractéristiques du profilé HEA280.

**VI.3.1.1 Effort sollicitant :**

$$\begin{cases} M_{y,sd} = 4546,99 \text{ daN.m} \\ M_{z,sd} = 903,53 \text{ daN.m} \\ N = 53806,71 \text{ daN} \end{cases}$$

**VI.3.1.2 Vérification de la classe de la section transversale :**

- **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{177}{7.5} = 23.6 < 72$$

L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{260/2}{12.5} = 10,4 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc le profilé est de classe I.

**VI.3.1.3 Moment fléchissant + Effort normal :**

Puisque  $\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$  donc on ne tient pas en compte l'effet de déversement.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :  $\gamma_{M1} = 1$

$\chi_{\min}$ : Coefficient de réduction minimal pour le flambement.

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

**Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (y-y) : courbe b  $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$

- ❖ L'élancement  $\lambda_y$ :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{4500/2}{109,7} = 20,51$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

- ❖ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_y$ :

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{20,51}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0,21$$



$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\text{Avec: } \phi = 0,5 [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 [1 + 0,34 \times (0,21 - 0,2) + 0,21^2] = 0,53$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,53 + [0,53^2 - 0,20^2]^{0,5}} = 1$$

$$\text{➤ } k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times F_y} \quad \text{mais } k_y \leq 1,5$$

$$\text{➤ } \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{mais } \mu_y \leq 0,9$$

$$\text{➤ } \beta_{my} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,21 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[ \frac{919,8 - 836,4}{836,4} \right] = 0,015$$

$$k_y = 1 - \frac{0,015 \times 538067,1}{1 \times 8680 \times 235} = 0,99$$

### Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Axe (z-z) : courbe c} \quad \Longrightarrow \quad \alpha_y = 0,49$$

❖ L'élancement  $\lambda_z$  :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{4500/2}{65} = 34,61$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

❖ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_z$  :

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{34,61}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0,36$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\text{Avec : } \phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 \times (0,36 - 0,2) + 0,36^2] = 0,59$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,59 + [0,59^2 - 0,34^2]^{0,5}} = 0,93$$

$$\text{➤ } \chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(1; 0,93) = 0,93$$

$$\text{➤ } k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A \times F_y} \quad \text{mais } k_z \leq 1,5$$

$$\text{➤ } \mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right] \quad \text{mais } \mu_z \leq 0,9$$

$$\text{➤ } \beta_{my} = 1,8$$

$$\mu_z = 0,36 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[ \frac{430,2 - 282,2}{282,2} \right] = 0,37$$

$$k_z = 1 - \frac{0,37 \times 538067,1}{0,93 \times 8680 \times 235} = -0,04$$



$$\text{Donc : } \frac{538067,1}{0,93 \times \frac{8680 \times 235}{1,1}} + \frac{0,99 \times 45469,9}{\frac{919800 \times 235}{1,1}} + \frac{-0,04 \times 9035,3}{\frac{430200 \times 235}{1,1}} = 0,31 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

### VI.3.2 Justification des traverses :

#### 1- Traverses du bloc des magasins :

Concernant la traverse on a obtenu un profilé IPE 500 tiré par le logiciel robot.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE500	90,7	116	500	210	17,2	11,1	467,6	67120	2668	2787	400,5	22,35	4,45

Tableau VI.9 : Caractéristiques du profilé IPE500.

#### VI.3.2.1 Effort sollicitant :

$$\begin{cases} M = 16263,27 \text{ daN.m} \\ N = 13394,10 \text{ daN} \\ T = 7647,31 \text{ daN} \end{cases}$$

#### VI.3.2.2 Vérification de la classe de la section transversale :

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{467,6}{11,1} = 42,12 < 72$$

L'âme est de classe I.

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{210/2}{17,2} = 6,10 < 10$$

La semelle est de classe I.

#### VI.3.2.3 Vérification de la flèche :

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 1,7\text{cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{1050}{200} = 5,25 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 1,5 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 5,25 \text{ cm} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \delta \leq \delta_m \quad \text{condition vérifiée}$$

### VI.3.2.4 Condition de résistance :

- **Cisaillement :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + r) t_f = 11600 - (2 \times 210) \times 17,2 + (11,1 + 21) \times 17,2 = 4928,12 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{4928,12 \times 235}{\gamma_{mo}} = 610,63 \text{ kN}$$

$$0,5 V_{pl,rd} = 305,31 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \quad 76,47 \text{ kN} < 305,31 \text{ kN}$$

Donc la Condition vérifiée.

- **Résistance de la traverse au déversement (élément comprimés et fléchis) :**

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

$$\triangleright \chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

#### Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{500}{210} = 2,38 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 17,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Axe (z-z) : courbe b} \quad \Longrightarrow \quad \alpha_z = 0,34$$

- ❖ L'élancement  $\lambda_z$ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{10500/2}{44,5} = 117,97$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec:} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

- ❖ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_z$ :

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{117,97}{93,9} \times (1)^{0,5} = 1,25$$

Donc :  $\chi_z$  est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement b.

- ❖  $\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,34 \times (1,25 - 0,2) + 1,25^2] = 1,45$

$$\chi_z = \frac{1}{1,45 + [1,45^2 - 1,25^2]^{0,5}} = 0,45$$

- Calcul de  $\chi_{LT}$  :

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

Avec :

- ✓  $\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$   
 $\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profilés laminés.

$$\checkmark \bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_W)^{0,5}$$

$\beta_W = 1$  pour les sections de classe 1 et 2

$$\checkmark \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\checkmark \lambda_{LT} = \frac{L \times \left[ \frac{w_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{(c_1)^{0,5} \cdot \left[ 1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

- $C_1$  : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement :  $C_1 = 1,285$  [Annexe C]
- $I_t$  : Moment d'inertie de torsion =  $89,29 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .
- $I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement =  $1249 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$ .
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^4}{2 \cdot (1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
- $I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $2142 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .
- $L$  : longueur de la traverse =  $10,5 \cdot 10^3 \text{ mm}$ .

$$\lambda_{LT} = \frac{10,5 \cdot 10^3 \times \left[ \frac{(2194 \cdot 10^3)^2}{1249 \cdot 10^9 \times 2142 \cdot 10^4} \right]^{0,25}}{(1,285)^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{(10,5 \cdot 10^3)^2 \times 8,08 \cdot 10^4 \times 89,29 \cdot 10^4}{3,14^2 \times 21 \cdot 10^4 \times 1249 \cdot 10^9} \right]^{0,25}} = 134,26$$

$$\checkmark \bar{\lambda}_{LT} = \frac{134,26}{93,9} = 1,42$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$  donc il y'a risque de déversement

$$\checkmark \phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,42 - 0,2) + 1,42^2] = 1,63$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,63 + [1,63^2 - 1,42^2]^{0,5}} = 0,41$$

$$\checkmark k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_z \times A \times F_y} \quad \text{mais } k_{LT} \leq 1$$

$$\checkmark \mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$\beta_{MLT} = 1,8$  [Annexe C]

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,25 \times 1,8 - 0,15 = 0,18$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,18 \times 133,94 \cdot 10^3}{0,45 \times 11600 \times 235} = 0,97$$

Donc on calcul :

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

$$\Rightarrow \frac{133,94 \cdot 10^3}{0,45 \times \frac{11600 \times 235}{1,1}} + \frac{0,97 \times 162,63 \cdot 10^6}{0,41 \times \frac{2194 \cdot 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,9 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

## 2- Traverses du bloc de stockage :

Concernant la traverse on a obtenu un profilé IPE 360 tiré par le logiciel robot.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8	298,6	16270	1043	1019	191,1	14,95	3,79

Tableau VI.10 : Caractéristiques du profilé IPE360.

**VI.3.2.5 Effort sollicitants:**

$$\begin{cases} M = 5719,03 \text{ daN.m} \\ N = 3359,40 \text{ daN} \\ T = 4341,48 \text{ daN} \end{cases}$$

**VI.3.2.6 Vérification de la classe de la section transversale :**

- **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{298,6}{8} = 37,32 < 72$$

L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{170/2}{12,7} = 6,69 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc le profilé est de classe I.

**VI.3.2.7 Vérification de la flèche :**

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 0,2\text{cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{1}{200} = \frac{1050}{200} = 5,25\text{cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,2 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 5,25 \text{ cm} \end{cases} \quad \Leftrightarrow \quad \delta \leq \delta_m \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.2.8 Condition de résistance :**

- **Cisaillement :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + r) t_f = 7270 - (2 \times 170) \times 12,7 + (8 + 18) \times 12,7 = 3282,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{3282,2 \times 235}{\gamma_{mo}} = 406,69 \text{ kN}$$

$$0,5 V_{pl,rd} = 203,34 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 43,41 \text{ kN} < 203,34 \text{ kN}$$

Donc la Condition est vérifiée.

- **Résistance de la traverse au déversement (éléments comprimés et fléchis) :**

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

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

**Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,11 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Axe (z-z) : courbe b} \quad \Rightarrow \quad \alpha_z = 0,34$$

❖ L'élancement  $\lambda_z$ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{10500/2}{37,9} = 138,52$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad \text{avec: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

❖ L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_z$ :

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5} = \frac{138,52}{93,9} \times (1)^{0,5} = 1,47$$

❖  $\phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,34 \times (1,47 - 0,2) + 1,47^2] = 1,79$

$$\chi_z = \frac{1}{1,79 + [1,79^2 - 1,47^2]^{0,5}} = 0,35$$

➤ Calcul de  $\chi_{LT}$  :

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

Avec :

$$\checkmark \phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profilés laminés}$$

$$\checkmark \bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_W)^{0,5}$$

$$\beta_W = 1 \quad \text{pour les sections de classe 1 et 2}$$

$$\checkmark \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\checkmark \lambda_{LT} = \frac{L \times \left[ \frac{w_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{(c_1)^{0,5} \cdot \left[ 1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

- $C_1$  : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement :  $C_1 = 1,285$  [Annexe C]
- $I_t$  : Moment d'inertie de torsion =  $37,32 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .
- $I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement =  $313,6 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$ .
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^4}{2 \cdot (1+0,3)} = 8,08 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- $I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $1043 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ .

- L : longueur de la traverse =  $10,5 \cdot 10^3$  mm.

$$\lambda_{LT} = \frac{10,5 \times 10^3 \times \left[ \frac{(1019 \times 10^3)^2}{490 \times 10^9 \times 1318 \times 10^4} \right]^{0.25}}{(1,285)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{(10,5 \times 10^3)^2 \times 8,08 \times 10^4 \times 37,32 \times 10^4}{3.14^2 \times 21 \times 10^4 \times 313,6 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 117,92$$

$$\checkmark \bar{\lambda}_{LT} = \frac{117,92}{93,9} = 1,25$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$  donc il y'a risque de déversement.

$$\checkmark \phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,25 - 0,2) + 1,25^2] = 1,39$$

Donc : 
$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,39 + [1,39^2 - 1,25^2]^{0.5}} = 0,50$$

$$\checkmark k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_z \times A \times F_y} \quad \text{mais } k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 \text{ [Annexe C]}$$

$$\checkmark \mu_{LT} = 0,15 \times 1,47 \times 1,8 - 0,15 = 0,24$$

$$\checkmark k_{LT} = 1 - \frac{0,24 \times 33,59 \times 10^3}{0,35 \times 7270 \times 235} = 0,98$$

Donc on calcul :

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

$$\Rightarrow \frac{33,59 \times 10^3}{0,35 \times 7270 \cdot \frac{235}{1,1}} + \frac{0,98 \times 57,19 \times 10^6}{0,5 \times \frac{1019 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,6 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

### VI.3.3 Justification des poutres principales :

Concernant la poutre principale on a obtenu un profilé IPE400 tiré par le logiciel robot.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE360	50,2	72,7	360	170	12,7	8	298.6	16270	1043	1019	191.9	15,05	3,79

Tableau VI.11 : Caractéristiques du profilé IPE400.

#### VI.3.3.1 Effort sollicitant :

$$\begin{cases} M = 14955,43 \text{ daN.m} \\ N = 0 \text{ daN} \\ T = 10558,01 \text{ daN} \end{cases}$$

#### VI.3.3.2 Vérification de la classe de la section transversale :

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{298,6}{8} = 37,32 < 72$$

L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{170/2}{12,7} = 6,69 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc le profilé est de classe I.

### VI.3.3.3 Vérification de la flèche :

La flèche admissible de la poutre est calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 0,3\text{cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,3 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 2,8 \text{ cm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \delta \leq \delta_m \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.3.3.4 Condition de résistance :

- **Cisaillement :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + r) t_f = 8450 - (2 \times 170) \times 12,7 + (8 + 18) \times 12,7 = 4648,22 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{3989,6 \times 235}{\gamma_{m0}} = 324,86 \text{ kN}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 162,42 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad 105,58 \text{ kN} < 162,42 \text{ kN}$$

Donc la Condition est vérifiée.

- **Moment fléchissant :**

La poutre travail en flexion simple sans effet de déversement parce que nous avons un plancher mixte et le béton empêche les poutres de déverser.

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 217,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 149,55 < M_{pl,rd} = 217,69 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée.

### VI.3.4 Justification des poutres secondaires :

Concernant la poutre secondaire on a obtenu un profilé IPE330 tiré par le logiciel robot.

	Poids	Section	Dimensions	Caractéristiques
--	-------	---------	------------	------------------



Profilé	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE330	49,1	62,6	330	160	11,5	7,5	271	11770	788,1	804,3	153,7	13,71	3,55

Tableau VI.12 : Caractéristiques du profilé IPE330.

**VI.3.4.1 Effort sollicitant :**

$$\begin{cases} M = 11254,30 \text{ daN.m} \\ N = 0 \text{ daN} \\ T = 8795,04 \text{ daN} \end{cases}$$

**VI.3.4.2 Vérification de la classe de la section transversale :**

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{271}{7,5} = 36,13 < 72$$

L'âme est de classe I.

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{160/2}{11,5} = 6,95 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc le profilé est de classe I.

**VI.3.4.3 Vérification de la flèche :**

La flèche admissible de la poutre est calculée par le logiciel robot est :  $\delta = 1,2 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{1}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 1,2 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 2,4 \text{ cm} \end{cases} \quad \Leftrightarrow \quad \delta \leq \delta_m \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VI.3.4.4 Condition de résistance :**

- Cisaillement :

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2b t_f + (t_w + r) t_f = 6260 - (2 \times 160) \times 11,5 + (7,5 + 18) \times 11,5 = 2873,25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{2873,25 \times 235}{\gamma_{m0}} = 356,02 \text{ kN}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 178,01 \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad 87,95 \text{ kN} < 178,01 \text{ kN}$$

Donc la Condition est vérifiée.

- Moment fléchissant :

La poutre travaille en flexion simple sans effet de déversement parce que nous avons un plancher mixte et le béton empêche les poutres de déverser.

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 171,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 112,54 \text{ kN} < M_{pl,rd} = 171,83 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

### VI.3.5 Justification des contreventements :

Les contreventements ont donc la fonction générale de stabilisation de l'ossature d'un halle. On peut distinguer en général trois fonctions principales :

- Liées entre elles
- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations

Concernant les contreventements on a obtenu un élément CAE 70×7 tiré par le logiciel robot.

#### VI.3.5.1 Effort sollicitant :

$$N_{sd} = 88,05 \text{ KN}$$

#### VI.3.5.2 Effort axial de traction :

On doit vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}]$

##### • Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{940 \times 235}{1,1} = 200,81 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - d_0 \cdot t = 940 - (20 \times 7) = 800 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 940 \times 235}{1,25} = 135,36 \text{ kN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{800 \times 235}{1,25} = 150,41 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min [N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] = \min [200,81 ; 135,36 ; 150,41] = 135,36 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 88,05 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 135,36 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

### VI.3.6 Justification des stabilités :

Concernant les stabilités on a obtenu l'élément UPN80 tiré par le logiciel robot.

#### VI.3.6.1 Effort sollicitant :

$$N_{sd} = 99,98 \text{ KN}$$

#### VI.3.6.2 Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1100 \times 235}{1,1} = 235 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - d_0 \cdot t = 2040 - (12 \times 7) = 1016 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 1016 \times 235}{1,25} = 171,09 \text{ kN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{1016 \times 235}{1,25} = 191 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min [N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] = \min [235 ; 191 ; 171,09] = 171,09 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 99,98 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 171,09 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

## VI.4 CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons obtenus le résultat des différents éléments après dimensionnement qui sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEA 260
Poutres principales	IPE 360
Poutres secondaires	IPE 330
Solives	IPE 140
Sablières (bloc magasin)	HEA 100
Sablières (bloc de stockage)	HEA 100
Traverses (bloc magasin)	IPE 500
Traverses (bloc de stockage)	IPE 360
Pannes (bloc magasin)	IPE 160
Pannes (bloc de stockage)	IPE 160
Stabilités	UPN 80
Contreventements	CAE 70×7
Poutres palier escalier	IPE 120

Limon escalier	UPN 200
Poteaux escalier	IPE 80
Poutres ascenseur	IPE 160

**Tableau VI.13 :** Les différents profilés de la structure.

## Chapitre VII : Calcul des assemblages & fondations

### VII.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre consiste à étudier les assemblages et les fondations de la structure.

- ✓ L'assemblage soit par boulonnage ou soudage sert à rassembler entre deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.
- ✓ Les fondations sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure au sol ;

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet recommandé par le LTPO de L'OUEST dans le rapport du sol. [Annexe D]

### VII.2 ETUDE DES ASSEMBLAGES :

#### VII.2.1 Classification des assemblages :

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- ✓ Leur rigidité.
- ✓ Leur résistance.

Les boulons utilisés sont de types :

- ✓ Les boulons à haute résistance.
- ✓ Les boulons ordinaires.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$F_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$F_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VII.1 : Rigidité des boulons selon leurs classes.

### VII.3 CALCUL DES ASSEMBLAGES :

#### VII.3.1 Assemblage poteau-traverse (HEA320-IPE 500) :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la traverse. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent d'obtenir les deux éléments assemblés.

L'assemblage est renforcé par un jarret sous la traverse pour résister au cisaillement.

##### VII.3.1.1 Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

$$\begin{cases} M = 212,95 \text{ kN.m} \\ N = 119,09 \text{ kN} \\ V = 105,15 \text{ kN} \end{cases}$$

**VII.3.1.2 Soudure de la platine :**

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $é_p = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 14 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 500 :  $t_w = 10,2 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3,2 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 7,2 \text{ mm}$ .

On prend une valeur commune :  $a = 6 \text{ mm}$ .

- **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_t = N + \frac{M}{h} = 119,09 + \frac{212,95}{0,7} = 423,304 \text{ kN}$$

$$N \leq \frac{a \cdot \sum l \cdot f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{2}} \quad \text{avec : } \beta_w \cdot \gamma_{Mw} = 1$$

$$N \leq 1 \times \frac{6 \times 358 \times 360}{1 \times \sqrt{2}}$$

$$\text{Donc : } N_t = 423,30 \text{ kN} \leq 546,79 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Soudure de l'âme :**

$$V_{sd} = 105,15 \text{ kN}$$

$$N \leq \frac{a \cdot \sum l \cdot f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{2}} \quad \text{avec : } \beta_w \cdot \gamma_{Mw} = 1$$

$$N \leq 1 \times \frac{6 \times 596 \times 360}{1 \times \sqrt{2}}$$

$$V_{sd} = 105,15 \text{ kN} \leq 910,30 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VII.3.1.3 Disposition constructives :**

- **Choix de diamètre du boulon :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit :

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm.}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm.}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm.}$$

L'épaisseur de la platine est  $t = 20 \text{ mm}$ , alors on prend deux files de 5 boulons HR de diamètre  $\emptyset = 18 \text{ mm}$  de classe 8.8.

$$d_0 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$44 < p_1 < 280 \quad \text{Alors on prend } p_1 = 120 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

$$54 < p_2 \leq 280 \quad \text{Alors on prend } p_2 = 120 \text{ mm.}$$

$$p_3 = 120 \text{ mm et } p_4 = 170 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale  $e_1$  :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21,6 < e_1 \leq 240 \quad \text{Alors on prend } e_1 = 55 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale  $e_2$  :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \leq e_2 \leq 240 \quad \text{Alors on prend } e_2 = 70 \text{ mm.}$$

### VII.3.1.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,9 \times f_{ub} \times A_s = 0,9 \times 800 \times 192 = 138,24 \text{ KN.}$$

$$D1 = 70 \text{ mm}$$

$$D2 = 70 + 70 = 140 \text{ mm}$$

$$D3 = 140 + 70 = 210 \text{ mm}$$

$$D4 = 210 + 70 = 280 \text{ mm}$$

$$D5 = 280 + 70 = 350 \text{ mm}$$

$$M_R = 2T_R (0,70 + 0,140 + 0,21 + 0,28 + 0,35) = 464,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 212,95 \text{ KN.m} \leq M_R = 464,48 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3.1.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{105,15}{6} = 17,52 \text{ KN}$$

- **Résistance de calcul au cisaillement par boulon :**

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m1}} = \frac{0,6 \times 800 \times 192}{1,15} = 73,72 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 17,52 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 73,72 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3.1.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq L_R$$

$$L_R = \frac{2,4 \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m1}} = \frac{2,4 \times 235 \times 18 \times 20}{1,15} = 176,55 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 17,52 \text{ KN} \leq L_R = 176,55 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

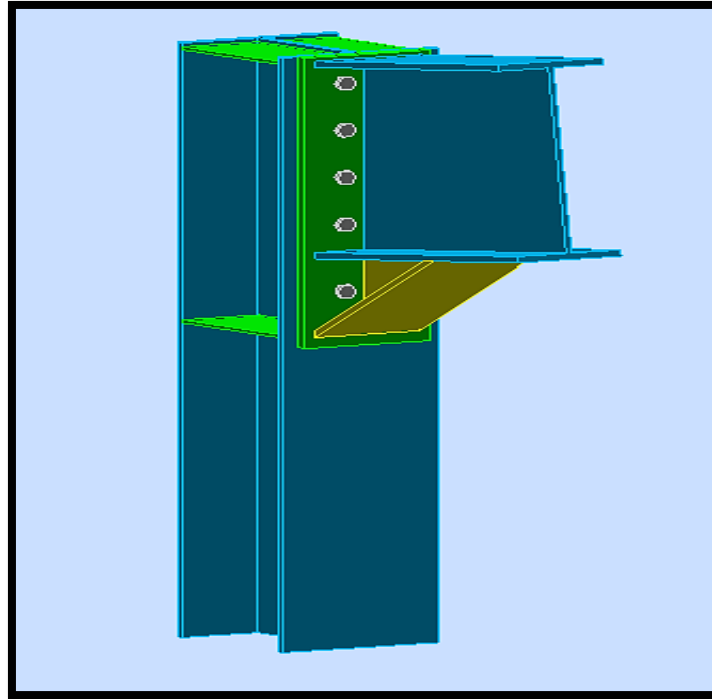


Figure VII.5 : Vue en 3D de l'assemblage Poteau-traverse.

### VII.3.2 Assemblage traverse -traverse (IPE500-IPE500) :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine dans chaque traverses, elles sont percées symétriquement de part et d'autre de la traverse. Les mêmes percages qui sont effectuées sur elles, permettent d'obtenir les deux éléments assemblés.

#### VII.3.2.1 Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

$$\begin{cases} M = 86,86 \text{ kN.m} \\ N = 152,77 \text{ kN} \\ V = 8,03 \text{ kN} \end{cases}$$

#### VII.3.2.2 Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $é_p = 10 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 7 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 500 :  $t_w = 10,2 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3,2 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 7,2 \text{ mm}$ .

On prend une valeur commune :  $a = 6 \text{ mm}$ .

- **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_t = N + \frac{M}{h} = 152,77 + \frac{86,86}{0,5} = 326,49 \text{ kN}$$

$$N \leq \frac{a \cdot \sum l \cdot f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{2}} \quad \text{avec : } \beta_w \cdot \gamma_{Mw} = 1$$

$$N \leq 1 \times \frac{6 \times 358 \times 360}{1 \times \sqrt{2}}$$

$$N_t = 326,49 \text{ kN} \leq 546,79 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Soudure de l'âme :**

$$V_{sd} = 8,03 \text{ kN}$$



$$N \leq \frac{a \cdot \sum l \cdot f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{2}} \quad \text{avec : } \beta_w \cdot \gamma_{Mw} = 1$$

$$N \leq 1 \times \frac{6 \times 420 \times 360}{1 \times \sqrt{2}}$$

$$V_{sd} = 8,03 \text{ kN} \leq 641,48 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VII.3.2.3 Disposition constructives :

- **Choix de diamètre du boulon :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents, le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit :

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm.}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm.}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm.}$$

On a l'épaisseur de la platine  $t = 12 \text{ mm}$  alors on prend deux files de 5 boulons HR de diamètre  $\emptyset = 18 \text{ mm}$  de classe 8.8.

$$d_0 = 18 + 2 = 20 \text{ mm.}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$44 < p_1 < 168 \quad \text{Alors on prend } p_1 = 90 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

$$54 < p_2 \leq 168 \quad \text{Alors on prend } p_2 = 90 \text{ mm.}$$

$$p_3 = 120 \text{ mm et } p_4 = 90 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale  $e_1$  :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21,6 < e_1 \leq 144 \quad \text{Alors on prend } e_1 = 55 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale  $e_2$  :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 < e_2 \leq 144 \quad \text{Alors on prend } e_2 = 70 \text{ mm.}$$

### VII.3.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,9 \times f_{ub} \times A_s = 0,9 \times 800 \times 192 = 138,24 \text{ KN.}$$

$$D1 = 70 \text{ mm}$$

$$D2 = 70 + 70 = 140 \text{ mm}$$

$$D3 = 140 + 70 = 210 \text{ mm}$$

$$D4 = 210 + 70 = 280 \text{ mm}$$

$$D5 = 280 + 70 = 350 \text{ mm}$$

$$M_R = 2T_R (0,70 + 0,140 + 0,21 + 0,28 + 0,35) = 464,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 86,86 \text{ KN.m} \leq M_R = 464,48 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.3.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :**

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$$

- Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{8,03}{6} = 1,33 \text{ KN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m1}} = \frac{0,6 \times 800 \times 192}{1,15} = 73,72 \text{ KN}$$

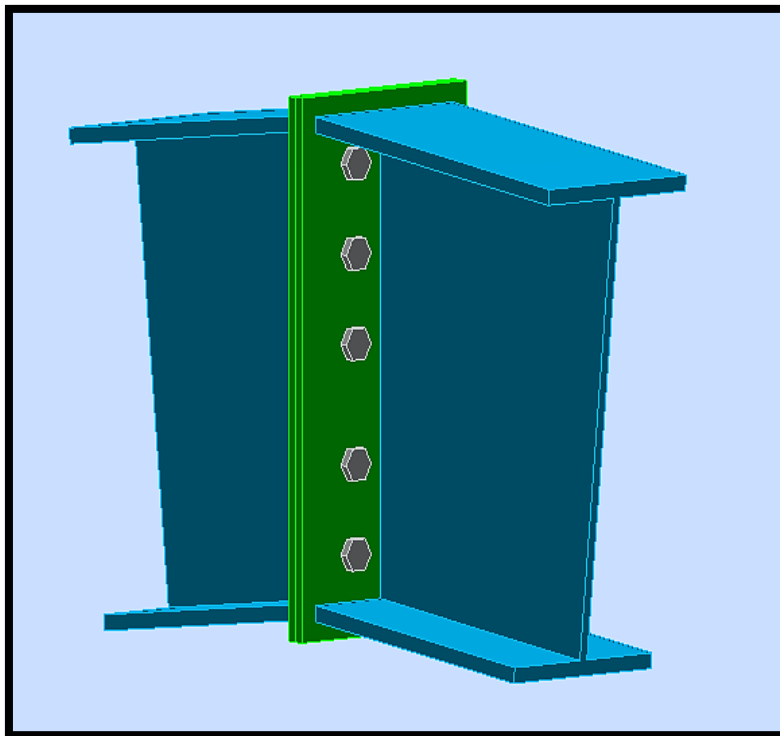
$$F_{v.sd} = 1,33 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 73,72 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.3.2.6 Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{v.sd} \leq L_R$$

$$L_R = \frac{2,4 \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m1}} = \frac{2,4 \times 360 \times 18 \times 12}{1,15} = 162,28 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 17,52 \text{ KN} \leq L_R = 162,28 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure VII.2** : Vue en 3D de l'assemblage traverse-traverse.

**VII.3.3 Assemblage poutre - solive (IPE450-IPE140) :**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre.

**VII.3.3.1 Efforts sollicitant :**

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer cet assemblage sont :

$$\begin{cases} V = 8,53 \text{ kN} \\ N = 0 \text{ kN} \end{cases}$$

- **Choix de la cornière :**

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

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = \frac{\gamma_{M0} \times V_{sd}}{0,58 \times f_y} = \frac{1,1 \times 8539,4}{0,58 \times 235} = 68,91 \text{ mm}^2$$

On prend une cornière L50×50×5 avec :  $A = 480 \text{ mm}^2$

### VII.3.3.2 Dispositions constructives :

- **Détermination des nombres des boulons nécessaires :**

On prend des boulons de diamètre  $\phi = 18 \text{ mm}$ .

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,sd}: \text{Effort de cisaillement de calcul par boulon} \quad F_{v,sd} = \frac{f_{ub} \times A \times \alpha_v}{\gamma_{M2}}$$

$V_{sd}$  : Effort de cisaillement.

$$n \geq \frac{\gamma_{M2} \times V_{sd}}{f_{ub} \times A_s \times \alpha_v} = \frac{1,25 \times 8539,4}{800 \times 192 \times 0,6} = 0,11 \quad \Rightarrow \quad n = 4$$

- **Choix de diamètre du boulon :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit :

On choisit un boulon de diamètre  $\phi = 12 \text{ mm}$  de classe 8.8.

$$d_0 = 12 + 1 = 13 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$28,6 < p_1 < 70 \quad \text{Alors on prend } p_1 = 50 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale  $e_1$  :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$15,6 < e_1 \leq 60 \quad \text{Alors on prend } e_1 = 25 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale  $e_2$  :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 < e_2 \leq 60 \quad \text{Alors on prend } e_2 = 30 \text{ mm.}$$

### VII.3.3.3 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$V_{sd} < F_{s,rd}$$

Avec :

$V_{sd}$  : Effort tranchant de calcul par boulon.

$F_{s,Rd}$  : La résistance de calcul au glissement.

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{p,cd}$$

- $K_s = 1$  : Coefficient de la dimension de trou de perçage.
- $\mu = 0,2$  : Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées).
- $m = 2$  : nombre de surface de frottement.
- $F_{P,cd}$  : la précontrainte de calcul.

$$F_{P,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{P,cd} = 0,7 \times 800 \times 84,3 = 47,2 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{p,cd} = \frac{1 \times 2 \times 0,2}{1,25} \times 47,2 = 15,1 \text{ KN}$$

$$V = 8,53 \text{ kN} \leq 15,10 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

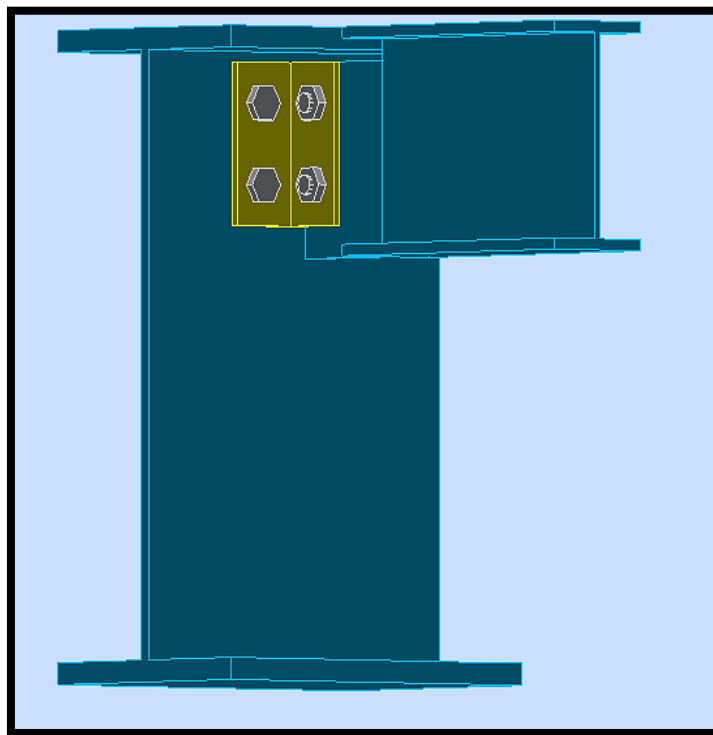


Figure VII.3 : Vue en 3D de l'assemblage poutre-solive.

### VII.3.4 Assemblage des stabilités en X (UPN 140) :

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset soudé avec le poteau.

Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

#### VII.3.4.1 Efforts sollicitant :

L'effort maximal à prendre en compte pour calculer l'assemblage est :

$$N_{sd} = 8805,94 \text{ daN}$$

#### VII.3.4.2 Epaisseur du gousset :

- La dimension du gousset : gousset central  $450 \times 450 \text{ mm}^2$   
gousset de rive  $300 \times 300 \text{ mm}^2$
- Le gousset est sollicité en traction

- La longueur du plan de traction  $l = 200$  mm
- Le diamètre du trou  $d_0 = 20$  mm

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{t(l - d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - d_0) \times f_y} = 88059,4 \times \frac{1,25}{(200 - 20) \times 235} = 2,60 \text{ mm}$$

On prend  $t = 10$  mm

### VII.3.4.3 Soudure du gousset :

- **Cordon de soudure**

Epaisseur du gousset :  $\text{ép} = 10$  mm  $\rightarrow a_{\min} = 3,5$  mm  $\leq a \leq a_{\max} = 11$  mm

Epaisseur de l'âme HEA 320 :  $t_w = 9$  mm  $\rightarrow a_{\min} = 3$  mm  $\leq a \leq a_{\max} = 6$  mm

On prend une valeur commune :  $a = 5$  mm.

- **Vérification de la soudure en traction (cordon oblique) :**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3 - \sin^2(\alpha)} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- L'inclinaison du cordon de soudure par rapport à l'effort  $\alpha = 33^\circ$
- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 300$  mm

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 300 \times 360}{\sqrt{3 - \sin^2(33)} \times 0,8 \times 1,25} = 32842,87 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 8805,94$  daN  $< F_{w,rd} = 32842,87$  daN Condition vérifiée.

### VII.3.4.4 Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec une file de 2 boulons  $\varnothing 18$  de classe 8.8 dans chaque côté de la barre.

$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(7 ; 10) = 7$  mm

$d_0 = \varnothing + 2 = 20$  mm

- **Entraxes ( $p_1$ )**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 60$  mm.

- **Pinces ( $e_1$ )**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 50$  mm.

### VII.3.4.5 Vérification au cisaillement :

$V_{sd} \leq n F_{v,Rd}$  avec :  $n$  le nombre de boulons  $n = 2$

$$F_{v,Rd} = 2 \times 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 2 \times 0,6 \times \frac{192 \times 800}{1,25} = 14745,6 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 8805,94$  daN  $< F_{v,Rd} = 14745,6$  daN Condition vérifiée.

**VII.3.4.6 Vérification de la pression diamétrale :**

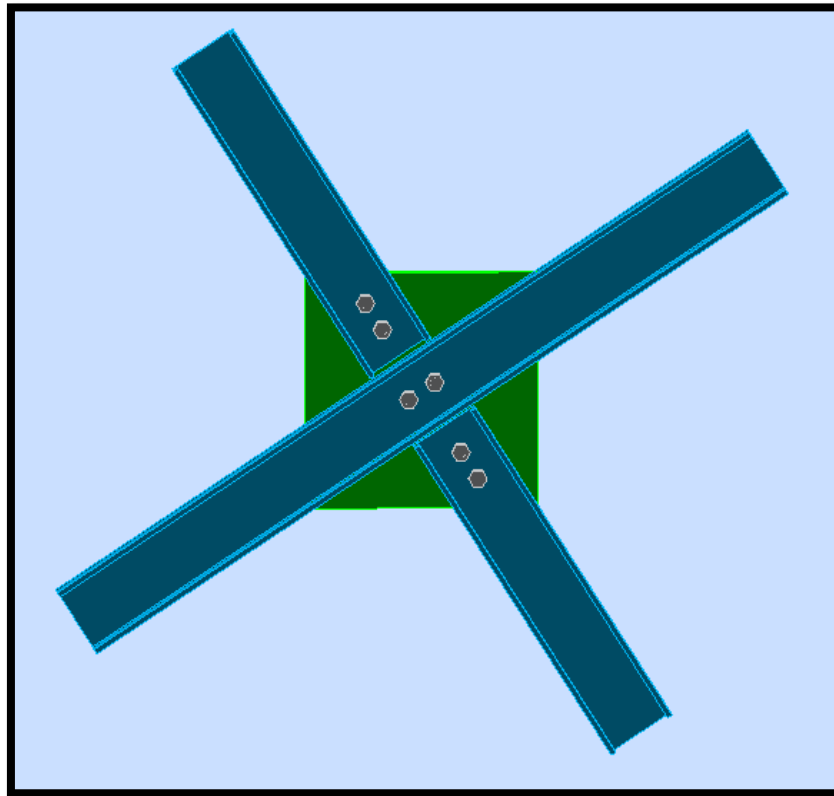
$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :  $\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,83; 0,75; 2,22; 1) = 0,75$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 360 \times 18 \times 10}{1,25} = 9720 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 4402,98 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 9720 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure VII.4 :** Vue en 3D de l'assemblage des stabilités de centre.

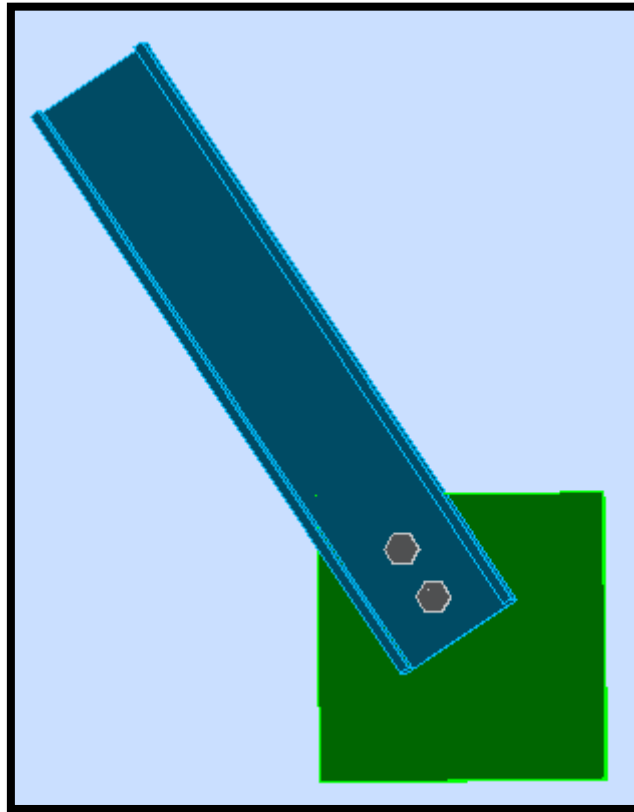


Figure VII.5 : Vue en 3D de l'assemblage des stabilités de rive.

### VII.3.5 Assemblage en pied de poteau (encastré) :

#### VII.3.5.1 Effort sollicitant :

$$\begin{cases} M_{sd} = 44,08 \text{ kN} \\ N_{sd} = 16,86 \text{ kN} \end{cases}$$

#### VII.3.5.2 Dimensionnement de la plaque d'assise :

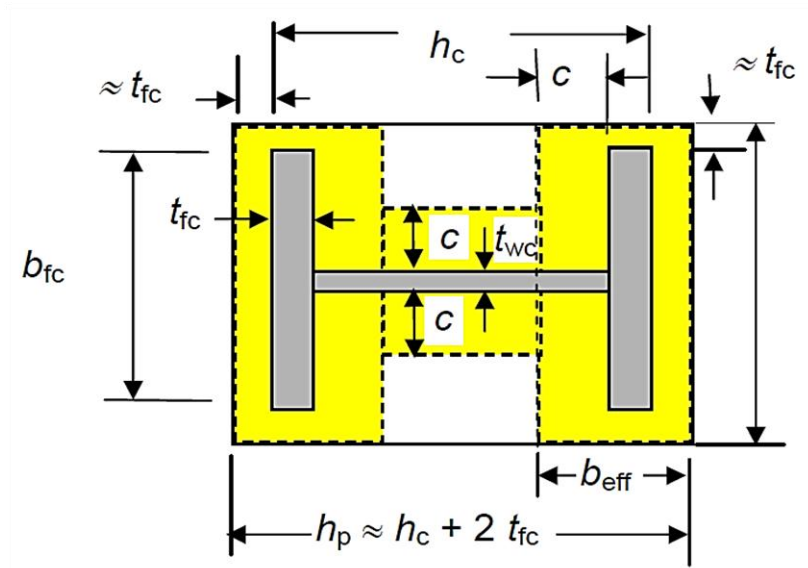


Figure VII.6 : Dimensions de la plaque d'assise.

- **Cordon de soudure :**

Semelle HEA 320 :  $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 15,5 = 10,85 \Rightarrow$  On prend  $a_s = 11 \text{ mm}$

Ame HEA 320 :  $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 9 = 6,3 \text{ mm} \Rightarrow$  On prend  $a_a = 7 \text{ mm}$

- **Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :**

La valeur du coefficient du matériau de scellement est :

$$\beta_j = 2/3.$$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre

$$(A_{c1}/A_{c0})^{0,5} 0,5 = \alpha = 1,5.$$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

Résistance de calcul du béton à la compression :  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$

Où :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  La valeur de  $\alpha_{cc}$  est donnée dans l'Annexe nationale. Sa valeur recommandée est de :  $\alpha_{cc} = 1,0$ . La résistance de calcul du béton devient :  $f_{cd} = 1 \times 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N/mm}^2$

- **Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$1) A_{c0} = \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \times \left( \frac{N_{j,Ed}}{f_{cd}} \right)^2 \quad \Rightarrow \quad A_{c0} = \frac{1}{310 \times 300} \times \left( \frac{16860}{16,7} \right)^2 = 10,96 \text{ mm}^2$$

$$2) A_{c0} = \frac{N_{j,Ed}}{f_{cd}} \quad \Rightarrow \quad A_{c0} = \frac{16860}{16,7} = 1009,58 \text{ mm}^2$$

On prend  $A_{c0} = 1009,58 \text{ mm}^2$  qui est le plus grand.

- **Choix du type de la plaque d'assise :**

Comme estimation pour  $A_{c0}$  on a :  $A_{c0} = 1009,58 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 310 \times 300 = 88350 \text{ mm}^2$  une plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_b = 400 \text{ mm} > b_{fc} + 2 t_{fc} = 300 + 2 \times 15,6 = 331,2 \text{ mm}$$

$$h_b = 400 \text{ mm} > h_c + 2 t_{fc} = 310 + 2 \times 15,6 = 341,2 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui nous donne } A_{c0} = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2 > 1009,58 \text{ mm}^2$$

- **Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :**

Pour une plaque d'assise à projection courte, la valeur de la largeur d'appui additionnelle,  $c$ , est donnée par la formule suivante :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

où :  $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(300 - 9 + 310) = -601 \text{ mm}$$

$$C = 0,5 N_{j,Ed} / f_{jd} - (2b_{fc} t_{fc} + 4 t_{fc}^2 + 0,5 h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$$



$$C = (0,5 \times 16860 / 16,7) - (2 \times 300 \times 15,6 + 4 \times 15,6^2 + 0,5 \times 310 \times 9 - 15,6 \times 9) = -11083,24 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :  $c = \frac{601 - \sqrt{601^2 - 4 \times 2 \times (-11083,24)}}{2 \times 2} = 17,43 \text{ mm}$

✓ On vérifie qu'il n'y a pas de recouvrement des zones en T :

$$c \leq (h_c - 2t_{fc})/2 = \frac{310 - 2 \times 15,6}{2} = 139,4 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ On vérifie que la largeur de la plaque d'assise est adéquate :

$$c \leq (b_p - t_w)/2 = \frac{300 - 9}{2} = 145,5 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

La résistance de calcul d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré s'obtient au moyen de l'expression :

$$N_{j,Rd} = (2 A_{c0,f} + A_{c0,w}) f_{jd}$$

où :  $A_{c0,f} = (300 + 2 \times 50) (50 + 15,6 + 17,43) = 33212 \text{ mm}^2$

$$A_{c0,w} = [310 - 2 \times (15,6 + 17,43)] (2 \times 17,43 + 9) = 10699,20 \text{ mm}^2$$

Par conséquent :  $N_{j,Rd} = (2 \times 33212 + 10699,20) \times 16,7 \times 10^{-3} = 1287,95 \text{ kN}$

Et donc :  $N_{j,Ed} = 16,86 \text{ kN} < N_{j,Rd} = 1287,95 \text{ kN}$  la condition est vérifiée

#### • Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise :

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p,\min} = \frac{c}{\sqrt{\frac{f_y}{(3 \times f_{jd} \times \gamma_{m0})}}} \Rightarrow t_{p,\min} = \frac{17,43}{\sqrt{\frac{235}{(3 \times 16,7 \times 1,1)}}} = 8,44 \text{ mm}$$

On adopter une épaisseur de la plaque d'assise de :  $t_p = 15 \text{ mm}$

#### VII.3.5.3 Vérification des boulons d'ancrage :

$$\{ M_{sd} = 44,08 \text{ kN}$$

$$\{ N_{sd} = 905,07 \text{ kN}$$

On suppose une tige d'ancrage de diamètre  $\varnothing = 24 \text{ mm}$  de classe 4.6

#### Résistance des boulons d'ancrages :

La résistance des boulons d'ancrage est donnée comme suite :

$$F_{t,Rd,anchor} = \min [F_{t,Rd} ; F_{t,bond,Rd}]$$

#### • Résistance des boulons à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 353}{1,25} = 101,664 \text{ kN}$$

#### • Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage :

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{1}{2,25} \pi \times d \times l_1 \times F_{bd} \quad \text{pour } \varnothing < 32 \text{ mm}$$

Avec :  $F_{bd}$ : Contrainte d'adhérence.

$l_1$ : La longueur de la tige 400 mm.

$$F_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{1}{2,25} \times 3,14 \times 24 \times 400 \times 1,2 = 16,07 \text{ kN}$$

Alors :  $F_{t,Rd,anchor} = \min [F_{t,Rd} ; F_{t,bond,Rd}] = 16,07 \text{ kN}$

- **Taille des boulons d'ancrages :**

On suppose deux rangées de boulons d'ancrage sur la projection de la plaque d'assise pour qu'ils seront adéquats (soit 4 boulons d'ancrage de section  $A_s$ ).

$$4. F_{t,Rd,anchor} \geq \max F_{t,Ed}$$

Comme une première estimation, il est supposé que la résistance complète à la traction de la section des boulons d'ancrage peut être atteinte :

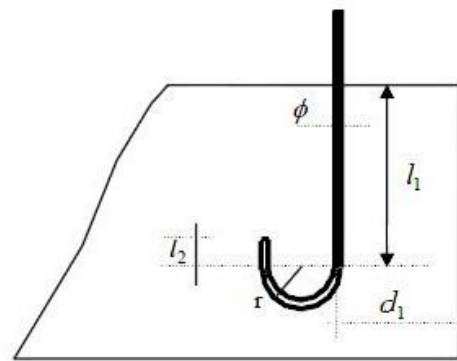
$$F_{t,Rd,anchor} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

La section des boulons requise est donnée comme suit :

$$A_s \geq F_{t,Ed} \times \frac{\gamma_{M2}}{3,6 \cdot f_{ub}} \quad \Rightarrow \quad A_s \geq 905,07 \times 10^{-3} \times \frac{1,25}{3,6 \times 400} = 785 \text{ mm}^2$$

Donc on prend un diamètre des boulons d'ancrages  $\phi = 36 \text{ mm}$  avec  $A_s = 817 \text{ mm}^2$   
On détermine aussi :

- ✓  $r = 3 \times \phi = 3 \times 36 = 108 \text{ mm}$ .
- ✓  $l_2 = 2 \times \phi = 2 \times 36 = 72 \text{ mm}$ .
- ✓  $l_1 = 20 \times \phi = 20 \times 36 = 720 \text{ mm}$ .
- ✓  $g_c$  : le dosage du béton  $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$ .



**Figure VII.7 :** Paramètres du boulon d'ancrage.

## VII.4 CALCUL DES FONDATIONS :

On va dimensionner pour des semelles isolées sollicité à un moment fléchissant et un effort normal sous poteau encastré.

Les charges à prendre en considération :

$$\begin{cases} N_u = 16,86 \text{ kN} \\ N_s = 12,26 \text{ kN} \\ M_{Sd} = 44,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### VII.4.1 Dimensionnement de la semelle :

$\overline{\sigma}_{sol} = 2,2 \text{ bar}$  : la contrainte admissible du sol

La Détermination de A et B sont déterminer à partir de  $\sigma_{3/4} = \overline{\sigma}_{sol}$

Donc on prendra A et B dans le même rapport que a et b soit :

$$\frac{a}{b} = \frac{400}{400} = 1 \rightarrow a = b \quad \text{et} \quad A=B$$

$$\text{d'où} \quad S = A \times B = A^2$$

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} + \frac{M_y}{I} \quad \text{ou} \quad y = \frac{3}{4} \quad \text{et} \quad I = A \times \frac{A^3}{12}$$

$$0,22 \geq \frac{0,12}{A^2} + \frac{0,44 \times 3/4}{A \times \frac{A^3}{12}} \quad \Rightarrow \quad 0,22A^4 \geq 0,12A^2 + 3,96$$

$$\Rightarrow \quad 0,22A^4 - 0,12A^2 - 3,96 \geq 0$$

On met  $X = A^2$

$$\begin{aligned} \text{Alors : } 0,22 X^2 - 0,12X - 3,96 &\geq 0 &\Longrightarrow X &= 4,52 \\ & &\Longrightarrow A &= \sqrt{4,52} = 2,1 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc on prend  $A = B = 210 \text{ cm}$ .

- **Hauteur de la semelle :**

Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et ne pas vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant, on prend :

$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{210 - 40}{4} = 42,5 \text{ cm}$$

On prend  $h = 45 \text{ cm}$  et  $h_t = 50 \text{ cm}$

### VII.4.2 Calcul des armatures :

La première étape de calcul consiste à déterminer les contraintes sur le sol.

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} \pm \frac{M_y}{I} \quad \text{où} \quad y = \frac{A}{2} = \frac{210}{2} = 105 \text{ cm} \quad \text{et} \quad I = A \times \frac{A^3}{12} = 210 \times \frac{210^3}{12} = 1620 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$S = A \times B = 210 \times 210 = 44100 \text{ cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{0,12}{4,41} \pm \frac{0,44 \times 1,05}{1,6} = 0,02 \pm 0,28 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \sigma_1 = 0,3 \\ \sigma_2 = 0 \end{cases}$$

On calcule les armatures dans le cas d'une flexion simple :

$$\text{On a } e_0 = 3,60 \text{ m} > \frac{B}{6} = \frac{2,1}{6} = 0,35 \text{ m} ; \sigma_1 = 0,3 > 0 \text{ et } \sigma_2 = 0$$

On calcule le moment à l'état limite ultime :

$$M_u = (4 \cdot B + 0,35 \cdot b - 9 \cdot e_0) \times \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{P_u}{27}$$

$$M_u = (4 \times 2,1 + 0,35 \times 0,4 - 9 \times 3,60) \times \left( \frac{\frac{2,1}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,1}{2} - 3,60} \right)^2 \times \frac{16,86}{27} = -1,89 \text{ kN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{-1,89 \times 10^{-3}}{0,4 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 14,16} = -0,0020$$

$$\mu_u = -0,0020 < \mu_R = 0,392 \quad \text{donc le calcul se fait avec section à simple armature.}$$

- **Section à simple armature :**

$$\text{On calcule l'équation suivante : } A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times -0,002)}) = -2,49 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times 0,45 \times (1 - 0,4 \times -2,49 \times 10^{-3}) = 0,40 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{-1,89}{0,4 \times 347,82} = -0,013 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend } A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ [on prend un min de 4T12].}$$

## VII.5 CALCUL DES LONGRINES :

### VII.5.1 Solidarisation des points d'appuis :

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25cm×30cm pour un site de catégorie S<sub>3</sub>.

Donc on prend des longrines de section 30×35 cm<sup>2</sup>.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :  $\alpha$  est un coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée  $\alpha = 12$ .

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

### VII.5.2 Calcul du ferrailage :

1- Etat limite ultime (ELU) :

$$N_u = 16,86 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad F_u = \frac{16,86}{12} = 1,4 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{1,4}{347,82 \times 10^3} = 0,04 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Avec : } \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

2- Etat limite de service (ELS) :

$$N_s = 12,26 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad F_s = \frac{12,26}{12} = 1,02 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{1,02}{347,82 \times 10^3} = 0,03 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min à (20 cm, 15 $\phi_1$ ).

$$A_{\min} = 0,6\% \times (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

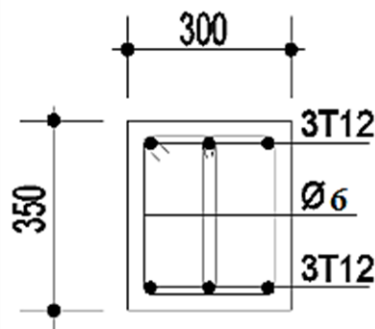


Figure VII.8 : Ferrailage des longrines.

**❖ Calcul des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \varnothing_1, \frac{b}{10} \right) \quad \Rightarrow \quad \varnothing_t \leq \min \left( \frac{35}{35}, 12\text{mm}, \frac{30}{10} \right)$$

$\varnothing_t \leq 10 \text{ mm}$ , donc on prend  $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$ .

**❖ Calcul de l'espacement des cadres :**

$$S_t \leq (20 \text{ cm}, 15\varnothing_t) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq (20 \text{ cm}, 9\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement  $S_t = 8 \text{ cm}$ .

**VII.6 CONCLUSION :**

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure et les fondations reportent les charges permanentes G (poids propres) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable en assurant la stabilité et la sécurité de la structure.

## **Chapitre VIII : Management du projet**

### **PROBLEMATIQUE :**

L'homme a toujours voulu satisfaire les besoins de la vie quotidienne en réalisant des différents projets comme les constructions, l'agriculture, ou bien dans le lancement de la production de différents produits, mais cela se faisait d'une manière anarchique. Le challenge était de réaliser des projets à couts et temps minimaux pour assurer la rentabilité des investissements et la pérennité des investisseurs.

Ce mini projet qui est un hall d'exposition est un exemple pour essayer de comprendre le concept du management de projet et comment l'appliquer en suivant les instructions du cours, donc posant la problématique en s'inspirant de la méthode de LASWELL

- QUI ? – POUR QUI ? – AVEC QUI ? (Who ?)
- QUOI ? (What ?)
- POURQUOI ? (Why ?)
- OÙ ? (Where ?)
- QUAND ? (When ?)
- COMMENT ? (How ?)

### **VIII.1 INTRODUCTION :**

Management, dans le monde des affaires, expression utilisée pour décrire les techniques et les compétences visant à optimiser l'organisation, la planification, la direction et le contrôle des structures et des activités d'une société.

### **VIII.2 PARTIE PRENANTES (STAKEHOLDERS) :**

- Maître de l'ouvrage ;
- Maître de l'œuvre ;
- Manager du projet ;
- Usager / client ;
- Entreprise de réalisation, sous-traitants ;
- Fournisseur /distributeur ;
- Les membres de l'équipe du projet ;
- L'équipe de management du projet ;
- Les hommes politiques / les personnes influentes ;
- Les assurances ;

### **VIII.3 STRATEGIE ET PLANIFICATION :**

Après avoir rassemblé les différentes informations, on a décidé de manager notre projet qui est en phase d'étude selon nos savoirs prérequis (contenu, coût, délai).

- ❖ Matrice de cadrage ;
- ❖ Elaboration des livrables et leurs tâches ;
- ❖ Structuration du WBS (Work Breakdown Structure);
- ❖ Elaboration du tableau des antécédents ;
- ❖ Définition du chemin critique des tâches pour déterminer la durée du projet à l'aide du logiciel MS PROJECT (diagramme de gant) ;

### **VIII.3.1 Matrice de cadrage :**

<b>ENONCE</b> Titre du projet où les mots clés doivent apparaître	Hall d'exposition en charpente métallique
<b>IDEE/BESOINS</b> Facteurs déclencheurs du projet ; Intérêt pour l'organisation	Construction d'un hall d'exposition à Oran pour mettre à la vue du public ce que l'on veut vendre ou exposer dans différents domaines (biens et services)
<b>TYPE DE PROJET</b>	<b>STRATEGIQUE</b> <input type="checkbox"/> <b>OPERATIONNEL</b> <input checked="" type="checkbox"/> <b>URGENCE</b> <input type="checkbox"/>
<b>OBJECTIFS</b> Décrire en quelques mots la finalité du projet (objectifs mesurables majeurs) ; utiliser des mots précis et compréhensibles	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Lancer un appel d'offre pour le bureau d'étude</li> <li>- Lancer un appel d'offre pour l'entreprise de réalisation</li> <li>- Construction d'un hall d'expositions</li> <li>- Ne pas dépasser la somme d'argent limite d'investissement du projet</li> <li>- Ne pas dépasser le délai du projet</li> </ul>
<b>COUTS</b> (Estimation macro ; top-down)	
<b>DELAIS</b> (Date de début et de fin prévues)	Début 01/01/2018 – FIN 01/06/2019
<b>CARACTERISTIQUES ESSENTIELLES ET LIVRABLES</b> Eléments quantitatifs, qualitatifs et symboliques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Etude et dimensionnement</li> <li>- Fourniture des matériaux de construction</li> <li>- Préparation du terrain et terrassement</li> <li>- Maître en œuvre les infrastructures</li> <li>- Construction de la superstructure</li> <li>- Installation des équipements du corps d'état secondaire</li> </ul>
<b>SUIVI ET CRITERES D'EVALUATION</b> (Délais, coûts, valeur acquise, contenu, etc...)	Maître 3 jalons pour l'évaluation de ce qui est fait par rapport au prévu : <ul style="list-style-type: none"> <li>- 1<sup>er</sup> jalon : après la fin des préparations du terrain et terrassement</li> <li>- 2<sup>ème</sup> jalon : après la fin des infrastructures</li> <li>- 3<sup>ème</sup> jalon : après la fin de la construction de la superstructure</li> </ul>
<b>FAISABILITE ET EXIGENCES TECHNIQUES</b> (Moyens de production, étude succincte du projet par fonctions, hypothèses techniques, etc.)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Assurance des capacités humaines et matérielles pour l'étude de la structure</li> <li>- Disponibilité des compétences humaines et matérielles dans les entreprises pour la construction de notre structure.</li> </ul>
<b>PARTIES PRENANTES (STAKEHOLDERS)</b> Maître d'ouvrage, clients/utilisateurs, maître d'œuvre, fournisseurs, entreprise, etc.)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Maître de l'ouvrage : Ministère de commerce</li> <li>- Maître de l'œuvre : bureau d'étude privé</li> <li>- Entreprise de réalisation : ECMC CHEKROUN</li> <li>- Permis de construire : La direction d'urbanisme et de construction (DUC)</li> <li>- Laboratoire géotechnique : LTPO Oran</li> <li>- Organisme de control : CTC ORAN</li> <li>- Atelier de conception métallique : EURL CHEKROUN</li> <li>- Fournisseurs : carrière SARL EI-MOUSAOUIA, Cimenterie de Beni Saf</li> <li>- Clients : consommateurs...Ets</li> </ul>



<p><b>ENVIRONNEMENT, CONTEXTE POLITIQUE ET STRATEGIE</b></p> <p>Décrire les contextes externe et interne à l'organisation et notamment l'articulation avec d'autres projets ; forces, faiblesses, menaces, contraintes, opportunités</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Forces : rapidité de construction (charpente métallique), Disponibilité du terrain</li> <li>- Faiblesses : prix d'acier élevé à cause de l'importation</li> <li>- opportunités : donner de l'importance au commerce dans la région</li> <li>- Menaces : dépassement du cout et du délai</li> </ul>
<p><b>FAISABILITE ECONOMIQUE</b></p> <p>(Étude de marché, évaluation préliminaire des délais et des coûts, étude de rentabilité du projet/retour sur investissements, trésorerie)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- la non disponibilité des halls d'expositions dans la région ce qui rend notre projet rentable.</li> </ul>
<p><b>ETUDE D'IMPACT</b></p> <p>(Politique, commercial, notoriété, environnement, social, etc.)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bruit de construction par rapport au voisinage</li> <li>- Gène ou blocage de la circulation routière à cause des engins</li> <li>- l'élaboration d'assainissement qui fait des dommages sur les routes étatiques</li> <li>- gène d'un hall métallique sur une zone urbaine</li> </ul>
<p><b>RISQUES PRINCIPAUX</b></p> <p>(3 à 5 risques : Social, technique, commercial, naturel, « stakeholders », économique, etc.)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- inflation sur les prix</li> <li>- manque de fournitures des matériaux ou équipements</li> <li>- accidents de travail</li> <li>- risque de retardement du projet à cause des conditions climatiques non favorables</li> <li>- risque de retardement causé par des complications bureaucratiques</li> </ul>

**VIII.4 MANAGEMENT DES COUTS DU PROJET :**

<b>Eléments</b>	<b>Unités</b>	<b>Prix unitaires</b>	<b>Couts (DZA)</b>
-----------------	---------------	-----------------------	------------------------

Aciers profilés inclus fourniture, conception à l'atelier, transport et montage au chantier.	342,44 tonnes	250 DA/Kg	85 610 000
Béton armé de la plateforme inclus fourniture, transport, terrassement et pose.	693m <sup>3</sup>	900 DA/m <sup>3</sup>	623 700
Béton armé des semelles inclus fourniture, transport et pose.	66 ,015 m <sup>3</sup>	35 000 DA/m <sup>3</sup>	2 310 525
Rapport du sol inclus étude et suivi	3 sondages	100 000 DA	300 000
Bureau d'étude inclus étude et suivi	/	/	250 000
Terrassements inclus fourniture, transport et pose.	378 m <sup>3</sup>	900 DA/m <sup>3</sup>	340 200
Assainissement inclus fourniture, transport et pose.	200 ml	3 500 DA/ml	700 000
Panneaux sandwich inclus fourniture, transport et pose.	693 m <sup>2</sup>	3 000 DA/m <sup>2</sup>	2 079 000
Maçonnerie inclus fourniture, transport et pose.	600 m <sup>2</sup>	1 300 DA/m <sup>2</sup>	780 000
Verre inclus fourniture, transport et pose	540 m <sup>2</sup>	1 500 DA/m <sup>2</sup>	810 000
Equipements de climatisation et chauffage inclue les branchements électriques, tuyauteries, inclus fourniture, transport et pose.		130 000 DA	1 950 000
Plomberie pour 7 sanitaires équipés inclus fourniture, transport et pose.	/	/	3 150 000
Electricité pour éclairage inclus fourniture, transport et pose.	/	/	900 000

TOTAL	/	/	99 803 425
-------	---	---	------------

**Remarque :**

- Le prix de l'étude inclus le suivi est de 1,5% du montant global du projet.

**VIII.5 ANALYSE PRELIMINAIRE DES RISQUES :**

<b>PROJET : construction d'un hall d'exposition</b>		
<b>Date : 15-05-2017</b>		
<b>PHASE ACTUELLE DU PROJET :</b> <input checked="" type="checkbox"/> Faisabilité <input type="checkbox"/> Cadrage		
Quels sont les trois (3) à cinq (5) principaux risques du projet ?	Probabilité que le projet soit exposé aux risques ci-dessous ?	Quelles sont les chances de réussite du projet si de tels risques advenaient ?
<b>1. Inflation sur les prix</b>	6	5
<b>2. Manque de fournitures des matériaux ou équipements</b>	2	6
<b>3. Accidents de travail</b>	7	5
<b>4. Risque de retardement du projet à cause des conditions climatiques non favorables</b>	8	8
<b>5. Risque de retardement du projet causé par des complications bureaucratiques</b>	7	4

<b>CONCLUSIONS DE L'EQUIPE CHARGEE DE L'ETUDE DE FAISABILITE</b>		
<input checked="" type="checkbox"/> <b>Accepté</b>	Actions préventives à mettre en œuvre : Mettre une somme d'argent comme réserve pour rattraper le retard causé par les risques exposés au projet	
<input type="checkbox"/> <b>Accepté avec réserves et/ou modifications</b>	Actions préventives à mettre en œuvre :	Plans de substitution :

<input type="checkbox"/> <b>Reporté ou rejeté</b>	Justification du report ou du refus :
<input type="checkbox"/> <b>Renseignements supplémentaires requis</b>	
<b>SOURCES DE FINANCEMENT EN CAS DE SURVENANCE DES EVENEMENTS A RISQUES</b>	

- Marges pour aléas       Réserves pour le budget       Client       Autres

## CONCLUSION GENERALE

Cet humble travail nous a permis d'appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

Ce travail a consisté en l'étude et le dimensionnement d'un hall d'exposition en charpente métallique à usage commercial. Le hall présente un endroit attirant aux visiteurs dans le quartier Akid Lotfi Oran. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les éléments de cette dernière : les pannes, les poteaux et les poutres ont été dimensionnés.

La structure a été aussi modélisée par le logiciel ROBOT afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement, ce qui nous rassure vis-à-vis du séisme pour notre bâtiment.

La partie infrastructure a été soigneusement traitée, et enfin, vu le coût élevé de la charpente des recommandations sur le management des coûts de projets ont été notées.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce spacieux domaine, il nous a permis d'acquérir des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

## ***Bibliographie***

- 1- Charges permanentes et charges d'exploitation. « D.T.R-B.C-2.2 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION, (Algérie) 1988.
- 2- Règlement Neige et Vent « R.N.V.99 » version 2003 (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 3- Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie) 1997.
- 4- EUROCODE 4 « conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton »
- 5- Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 6- EURECODE 3 « Calcul des structures en acier »
- 7- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL », 1991 révisée en 1999.
- 8- Access Steel Eurocode mode easy : calcul d'assemblage de pied poteaux encastres SN043a-FR-EU
- 9- ABAQUE DE MACQUART : Poutres à charges uniformément réparties simultanément sur toutes les travées.
- 10- Lahlou D., 2009, « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique », Ed. O.P.U.
- 10- Med.OURAGHI, M.DEKHISSI. 2013, Etude et dimensionnement d'un marché couvert à maghnia. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
- 11- GAOUAR FADIA 2016 , ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE HALLE A MAREE AVEC UN PONT ROULANT AU PORT DE BOUZEDJAR
- 12- GOURMALA ISMAIL, FAKIR 2016 , ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE (R.D.C + 4) A REMCHI (BLOC ANGLE EN U)

## Annexe A : Evaluation des charges

Charge climatique :

A.1 Neige :

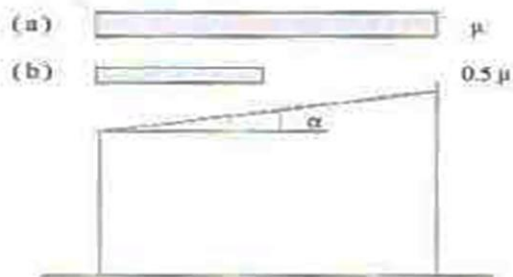


Figure 4 : Coefficient de forme - toitures à un versant

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$ )	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu$	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 1: Coefficients de forme - toitures à un versant

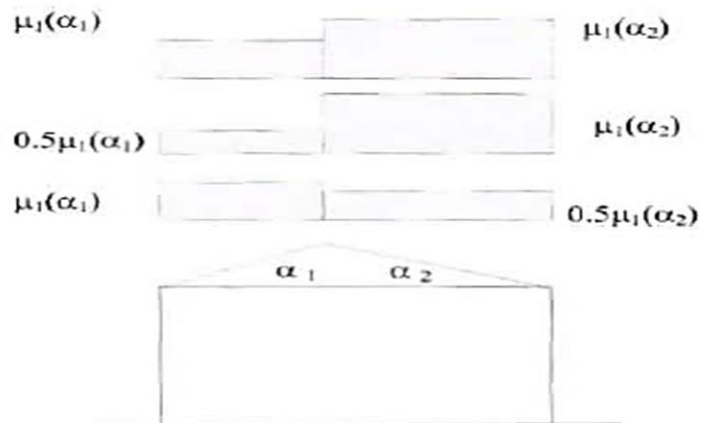


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$ )	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants



## A.2- Vent :

Zone	$q_{ref}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	$K_T$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$\epsilon$
<b>0</b> Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
<b>III</b> Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
<b>IV</b> Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain



## Annexe B : Etude sismique

**Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.**

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**Tableau 4.2 : Valeurs de  $\xi$  (%)**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau 4.4.: valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

**Tableau 4.7 : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$**

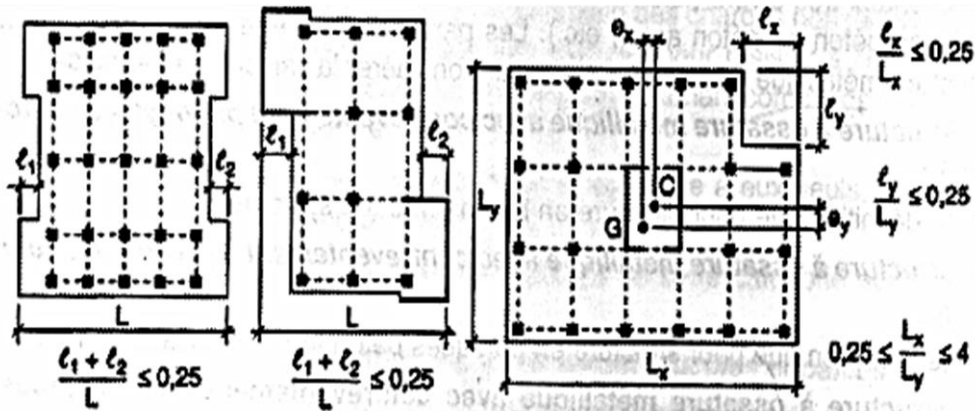
Site	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

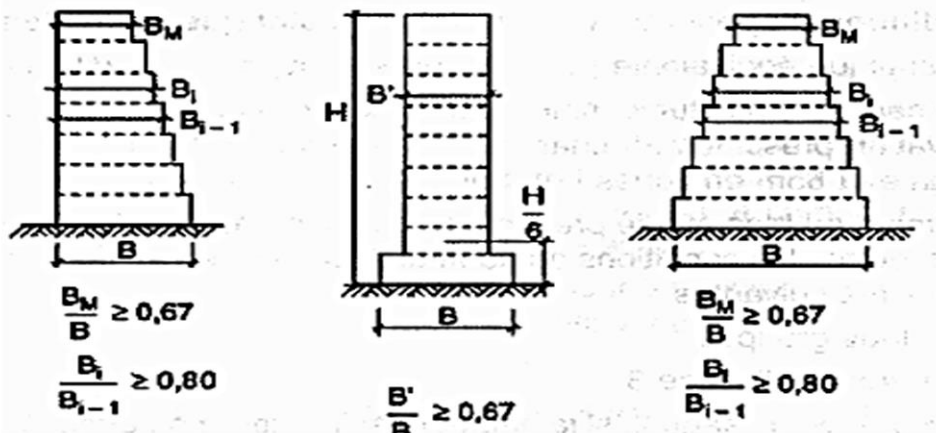
Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
<b>B</b>	<b>Acier</b>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b>C</b>	<b>Maçonnerie</b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient  $C_T$

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050



régularité en plan

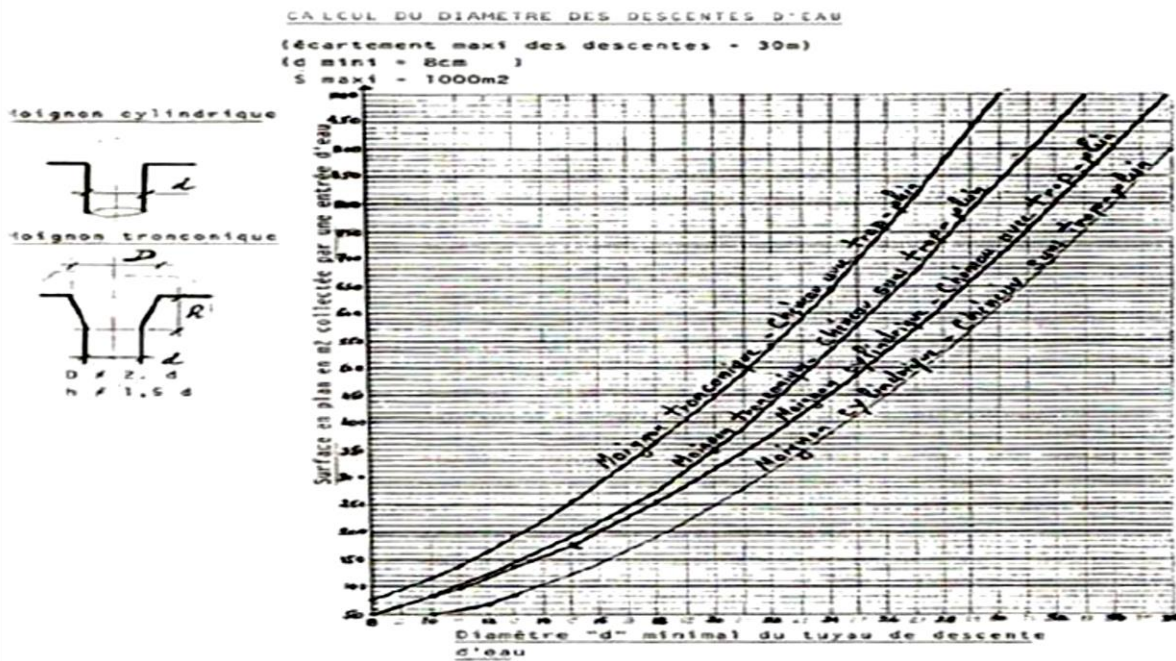
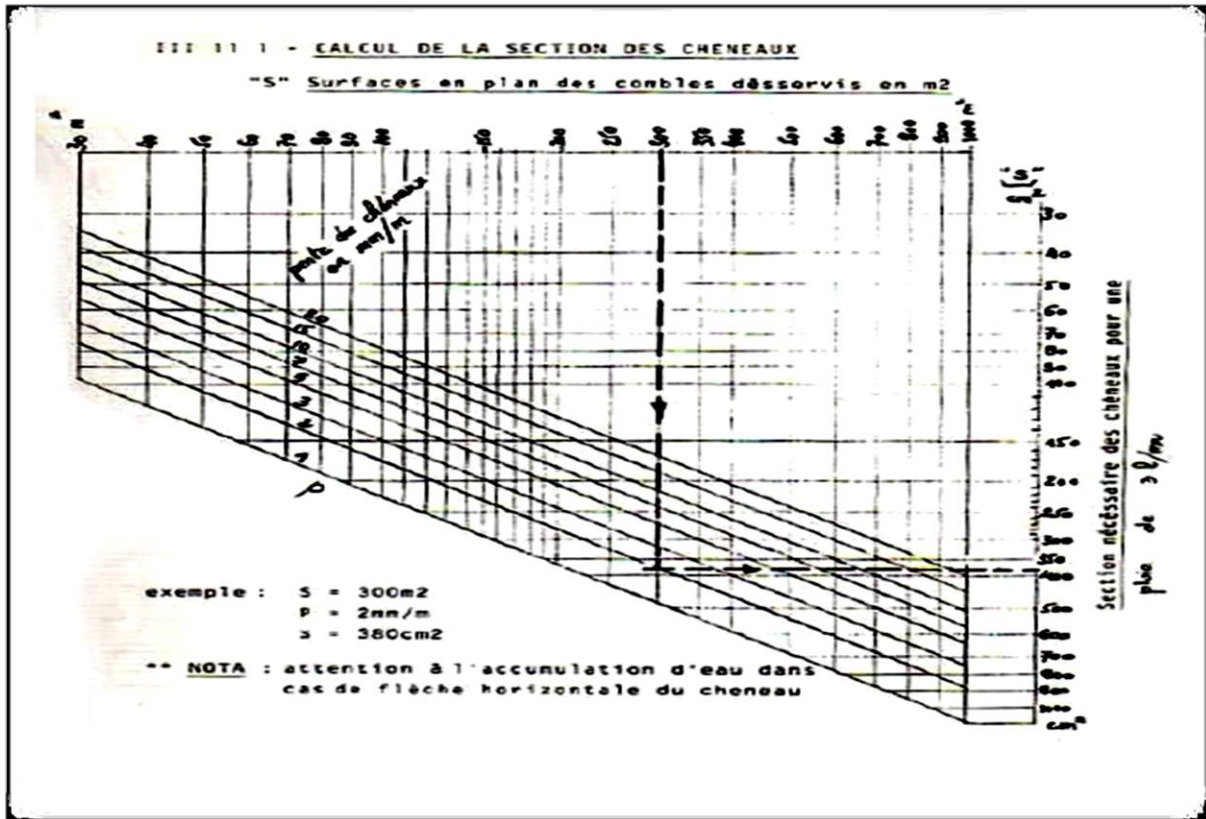


régularité en élévation



## Annexe C : Dimensionnement des éléments de la structure

### C.1- Calcul de chéneaux :



C.2-Le coefficient  $C_1$  et  $\beta_{MLT}$  :

**Tableau B.1.2 Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ , pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales**

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Facteur	Axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$B_{M,y}$	y-y	z-z
$B_{M,z}$	z-z	y-y
$B_{MLT}$	y-y	y-y

**Tableau 55.4 : Facteurs de moment uniforme équivalent**


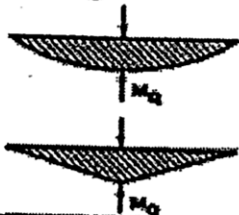
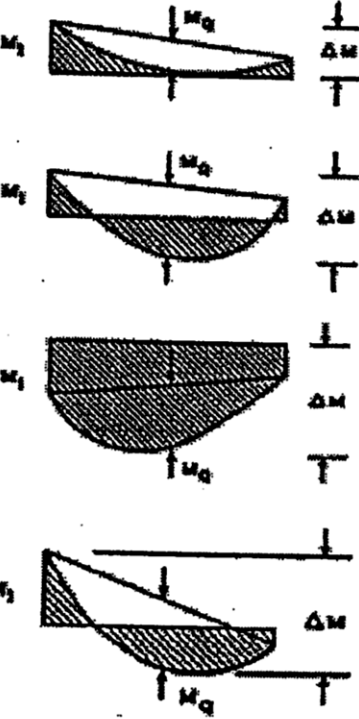
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémités</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =  \max M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 55.4 : Valeurs des facteurs de moment uniforme équivalent