

# SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE .....	08
<b>CHAPITRE 1: présentation du projet</b> .....	09
1. Introduction.....	09
2. objet.....	09
2.1. Présentation de l'ouvrage.....	09
2.2. Description de l'ouvrage.....	09
2.3. Situation géographique.....	14
3. Documents techniques réglementaires utilisés.....	16
<b>Chapitre 2: détermination de l'action climatique.</b> .....	17
1. Objet:.....	17
2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	17
3. Charges et surcharges climatiques .....	18
3.1. Action de la neige.....	18
3.2. Action du vent.....	19
3.2.1. Données relatives au site.....	19
3.2.2. Coefficient $C_d$ .....	19
3.2.3. Coefficient $c_r(z)$ .....	19
3.2.4. Coefficient $c_e(z)$ .....	19
3.2.5. Calcul de la pression $q_{dyn}(Z_j)$ .....	19
3.2.6. Coefficient de Pression externe $C_{pe}$ .....	20
3.2.7. Coefficient de Pression interne $C_{pi}$ .....	21
3.2.9. Calcul de $q_j$ .....	21
3.2.9. Calcul du frottement .....	27
4. Conclusion.....	27
<b>CHAPITRE2 : Dimensionnement des éléments secondaires</b> .....	28
1. Introduction .....	28
2. Matériaux de couverture de la toiture .....	28
3. Les Pannes .....	28
3.1. Espacement entre pannes .....	28
3.1.1. Détermination des actions appliquées sur la toiture .....	28
3.1.2. Calcul de l'espacement entre Pannes.....	29
3.1.3. Dimensionnement des pannes.....	29
3.1.4. Condition de flèche avec poids propre inclus .....	32
3.1.4.1. Classe du profilé .....	32
3.1.4.2. Vérification des contraintes .....	33
3.1.4.3. Résistance de la panne au déversement.....	33
3.1.4.4. Stabilité au voilement par cisaillement.....	35
3.2. Conclusion .....	35
4. Dimensionnement des liernes des pannes .....	36

4.1. Les liernes .....	36
4.1.1. Dimensionnement des liernes .....	37
4.2. Conclusion .....	37
5. Attaches panne-traverse (échantignoles).....	37
5.1. Calcul du cordon de soudure .....	40
5.2. Vérification de la condition .....	40
6. Lisse de bardage.....	41
6.1. Lisses de bardage.....	41
6.2. Dimensionnement des lisses .....	41
6.4. Calcul des attaches des lisses .....	43
6.4.1. Calcul du boulon d'attache .....	43
6.4.2. Soudure des lisses .....	44
7. Les potelets .....	44
7.1. Dimensionnement des potelets .....	44
7.1.1. Classe du profilé .....	44
7.1.2. Actions et sollicitations .....	45
7.1.3. Vérification des contraintes .....	45
7.1.4. Résistance au flambement .....	46
7.1.5. Résistance au voilement par cisaillement .....	47
7.2. Conclusion .....	47
<b>CHAPITRE4 : Dimensionnement du chemin de roulement .....</b>	<b>48</b>
1. Description des ponts roulants bipoutres .....	48
2. Introduction .....	49
3. Description générale du calcul .....	49
4. Définition des charges et coefficients .....	50
5. Calcul des réactions des galets d'un pont roulant .....	50
▪ Charges statiques (réaction par galet) .....	50
▪ Charges verticales ( $R_V max$ ) .....	50
▪ Charges horizontales longitudinales ( $R_L max$ ) .....	51
▪ Charges horizontales transversales ( $R_H max$ ).....	51
-Cas du chariot au milieu de la portée du pont roulant.....	51
-Cas du chariot à distance minimale du chemin de roulement .....	51
6. Choix du rail .....	52
7. Fixation du rail sur la poutre de roulement .....	51
8. Dimensionnement de la poutre de roulement .....	53
8.1. Condition de flèche .....	53
8.2. Classe du profilé .....	54
8.3. Résistance du profilé sous charges verticales .....	55
a-vérification de la flexion à l'ELU .....	55
b-Résistance de la section à l'effort tranchant .....	55
8.4. Vérification sous charges horizontales .....	56
8.5. Résistance de l'âme au voilement par cisaillement .....	56
8.6. Résistance au déversement .....	56
8.7. Résistance de l'âme aux charges transversales .....	57
8.7.1. Résistance à l'écrasement .....	57
8.7.2. Vérification à l'enfoncement local .....	58
8.7.3. Résistance au voilement .....	58
8.7.4. Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme .....	59
9. Calcul du support du chemin de roulement .....	59

9.1. Charges verticales .....	60
9.2. Charges horizontales .....	60
9.3. Dimensionnement du support du chemin de roulement .....	60
9.3.1. Classe de la section transversale .....	61
9.3.2. Vérification du profilé, au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	62
9.3.3. Vérification des contraintes .....	62
9.3.4. Vérification de la flèche.....	62
<b>CHAPITRE 5 : Dimensionnement des éléments porteurs.....</b>	<b>63</b>
1. Dimensionnement du plancher mixte .....	63
1.1. Introduction .....	63
1.2. Caractéristiques des éléments constructifs .....	63
1.2.1. L'acier .....	63
1.2.2. Le béton .....	63
1.3. Etude du plancher mixte (étage des bureaux) .....	63
1.3.1. Dimensionnement des solives .....	64
1.3.1.1. Cas des solives lors du montage .....	64
1.3.1.2. Cas des solives après exécution .....	64
1.3.1.3. Remarque .....	65
1.3.2. Calcul de la dalle en béton .....	65
1.3.2.1. Calcul de la longueur participante du béton .....	65
1.3.2.2. Détermination de la position de l'axe neutre .....	65
1.3.2.3. Calcul du moment d'inertie .....	66
1.3.2.4. Le moment fléchissant maximum .....	67
1.3.2.5. Les contraintes de flexion .....	67
▪ Dans l'acier	
▪ Dans le béton	
1.3.2.6. Contraintes additionnelles de retrait .....	67
1.3.2.7. Les contraintes de retraits sont.....	68
▪ Dans l'acier	
▪ Dans le béton	
1.3.2.8. Cumul des contraintes .....	68
▪ Dans l'acier	
▪ Dans le béton	
1.3.2.9. Vérifications .....	69
1.3.2.9.1. Vérification au cisaillement .....	69
1.3.2.9.2. Vérification de la flexion .....	69
1.3.2.10. Calcul des connecteurs .....	69
1.3.2.11. calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur.....	69
1.3.2.12. Calcul de l'effort de cisaillement .....	69

1.3.2.13. calcul du nombre de connecteurs .....	70
1.3.2.14. Espacement entre goujons .....	70
1.3.3. Dimensionnement de la poutre principale .....	70
1.3.3.1. Vérification de la résistance .....	70
1.3.3.2. Vérification au cisaillement .....	71
1.3.3.3. Vérification de la condition de flèche .....	71
2. Escalier .....	71
2.1. Introduction .....	71
2.2. Dimensions .....	71
2.2.1. Dimensions données .....	71
2.2.2. Nombre de marches .....	71
2.2.3. Inclinaison du limon .....	72
2.2.4. Longueur de la paillasse .....	72
2.3. Calcul des marches .....	72
2.3.1. Evaluation des charges .....	72
2.3.2. Pré dimensionnement de la cornière .....	73
2.3.3. La classe de la cornière .....	73
2.3.4. Vérification de la condition de flèche .....	73
2.3.5. Vérification de la résistance .....	73
2.4. Calcul du limon .....	73
2.4.1. Evaluation des charges .....	73
2.4.2. La classe de la cornière .....	75
2.4.3. Vérifications .....	75
2.4.3.1. La flèche .....	75
2.4.3.2. La résistance .....	75
2.5. Conclusion .....	75
3. Dimensionnement de la poutre en treillis .....	75
3.1. Introduction : .....	76
3.2. Les conditions à vérifier .....	76
3.2.1. Membrure supérieure .....	76
3.2.2. Membrure inférieure .....	76
3.2.3. Montant .....	77
3.2.4. Diagonale .....	77
4. Dimensionnement des poteaux .....	77
4.1. Introduction .....	77
4.2. Pré dimensionnement .....	77
4.3. Efforts sollicitant .....	77
4.4. Classe de la section .....	77
4.5. Condition de résistance .....	78
4.6. Résistance au flambement .....	78
5. Dimensionnement des contreventements .....	79
5.1. Introduction .....	79
5.2. Résistance .....	79
5.3. Vérification .....	79
<b>CHAPITRE 6 : Etude sismique .....</b>	<b>80</b>
1. Introduction .....	80
2. Méthode statique équivalente .....	80
2.1. Principe .....	80

2.2. Coefficient d'accélération de zone « A » .....	80
2.3. Période caractéristique associées à la catégorie du site « $T_1, T_2$ » .....	80
2.4. Période empirique « T » .....	80
2.5. Facteur de qualité donné par la formule Q .....	81
2.6. Calcul du poids de la structure .....	81
2.7. Facteur d'amplification dynamique moyen D .....	81
2.8. Vérification de la force sismique à la base .....	82
2.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur .....	82
2.10. Vérifications des déplacements .....	83
3. Comparaison entre les résultats de l'étude statique des chapitres précédents, et de l'étude dynamique (sismique) de ce chapitre .....	83
3.1. Conclusion sur les comparaisons .....	84
4. Conclusion générale .....	85
<b>CHAPITRE 7 : Fondations</b> .....	<b>85</b>
1. introduction .....	85
2. Dimensionnement des semelles .....	85
2.1. Semelle isolée centrale .....	85
2.1.1. Vérification de la stabilité .....	85
2.1.2. Calcul du ferrailage .....	85
2.1.3. Espacement entre barres .....	85
2.2. Semelle isolée de rive .....	86
2.2.1. Vérification de la stabilité .....	86
2.2.2. Calcul du ferrailage .....	86
2.2.3. Espacement entre barres .....	86
2.3. Semelle isolée de d'angle .....	86
2.3.1. Vérification de la stabilité .....	87
2.3.2. Calcul du ferrailage .....	87
2.3.3. Espacement entre barres .....	87
<b>CHAPITRE 8 : Assemblages</b> .....	<b>88</b>
Définition .....	88
1. Les pieds des poteaux .....	88
1.2. Dimensionnement de la plaque d'assise .....	88
1.2.1. Cordon de soudure .....	88
1.2.2. Dimensionnement des platines .....	88
1.2.2.1. Surface de la platine .....	88
1.2.2.1.2. Vérification .....	88
1.2.2.2. Epaisseur de la platine .....	88
1.3. Caractéristiques des tiges .....	89
1.3.1. Diamètre de la tige .....	89
1.3.2. Vérification du diamètre .....	89
2. Assemblages du treillis .....	90
2.1. Etude des assemblages .....	90
2.1.1. Etude de l'assemblage : Membrure inférieure - Gousset .....	90
2.1.1.1. Calcul du nombre de boulons nécessaires .....	90
a. résistance du boulon au cisaillement .....	90
b. Vérification de la pression diamétrale .....	90
2.1.2. Etude de l'assemblage Montant- Gousset .....	91
2.1.2.1. Calcul du nombre de boulons nécessaires .....	91
a. résistance du boulon au cisaillement .....	91

b. Vérification de la pression diamétrale .....	91
2.1.3. Etude de l'assemblage Diagonale- Gousset .....	91
2.1.3.1. Calcul du nombre de boulons nécessaires .....	92
a. résistance du boulon au cisaillement .....	92
b. Vérification de la pression diamétrale .....	92
2.2. Disposition constructive .....	92
2.2.1. Membrure inferieure .....	92
a. Pince longitudinale ( $e_1$ ) .....	92
b. Pince transversale ( $e_2$ ) .....	92
c. entraxe ( $P_1$ ) .....	93
2.2.2. Diagonale .....	93
a. Pince longitudinale ( $e_1$ ) .....	93
b. Pince transversale ( $e_2$ ) .....	93
c. entraxe ( $P_1$ ) .....	93
2.2.3. Montants .....	93
a. Pince longitudinale ( $e_1$ ) .....	93
b. Pince transversale ( $e_2$ ) .....	94
c. entraxe ( $P_1$ ) .....	94
 CONCLUSION GENERALE.....	 95

# Introduction :

Le domaine de la construction est très vaste et utilise beaucoup de techniques au aujourd'hui. car il a été développé grâce a des étapes qui était liées à des innovations technologiques majeures :

Comme l'invention des ascenseurs, début de l'utilisation de la charpente métallique, l'utilisation d'exosquelette et CM pour les tours, et l'utilisation du verre pour les panneaux extérieurs, et l'air conditionné pour les grands immeubles. Ce qui a permis au Génie civil d'établir record après record..

Grâce à toutes les étapes de développement de la construction atteinte jusqu'à présent, la charpente métallique est de plus en plus utilisée dans les pays développés, et commence à être utilisée même pour les bâtiments autre qu'aux bâtiments industriels.

Puis que l'acier offre beaucoup d'avantages. Grace à ce matériau on peut construire des structures innovantes et aller de plus en plus en hauteur, tout en assurant une bonne stabilité de la structure...

## CHAPITRE 1: présentation du projet

### 1. Introduction

Les structures en charpentes métallique, sont de plus en plus utilisée en Algérie. Surtout pour les bâtiments industriels comme notre structure

### 2. objet

L'objectif de notre mémoire, est de faire « l'étude d'un bâtiment en charpente métallique (structure navale) » en prenant en compte toutes les sollicitations que va supporter notre ouvrage (charges et surcharges et effort sismique..), on doit assurer sa stabilité de cet ouvrage et minimiser les couts

#### 2.1. Présentation de l'ouvrage

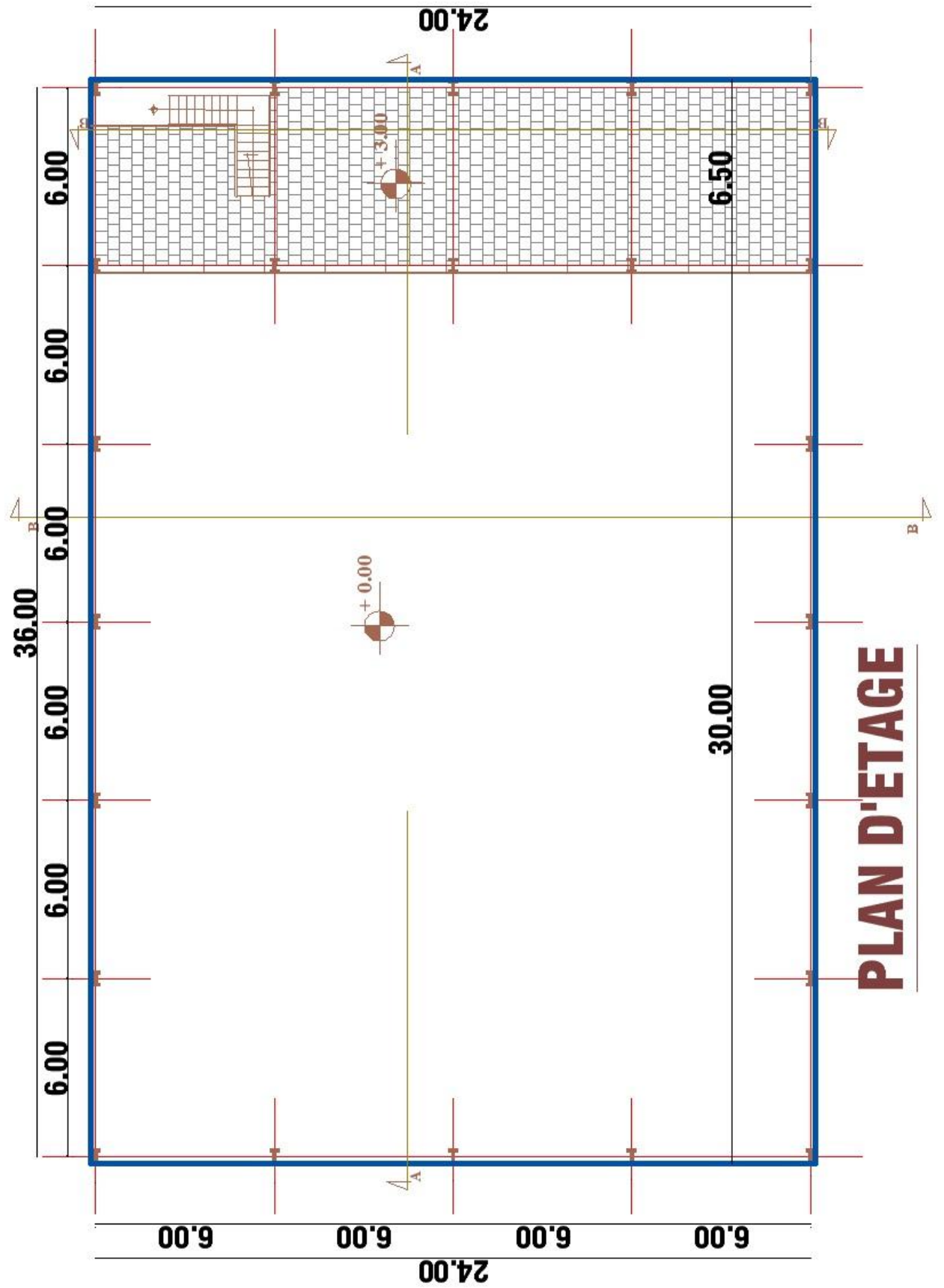
Le projet est implanté dans le port de la Daïra de Honâine, Wilaya de Tlemcen « Zone 1 de faible sismicité, selon la classification de l'RPA99/version 2003 ».cet ouvrage est construit pour charger les moteurs des bateaux du quai vers l'intérieur pour réparation, grâce à ses deux longs-pans..

#### 2.2. Description de l'ouvrage

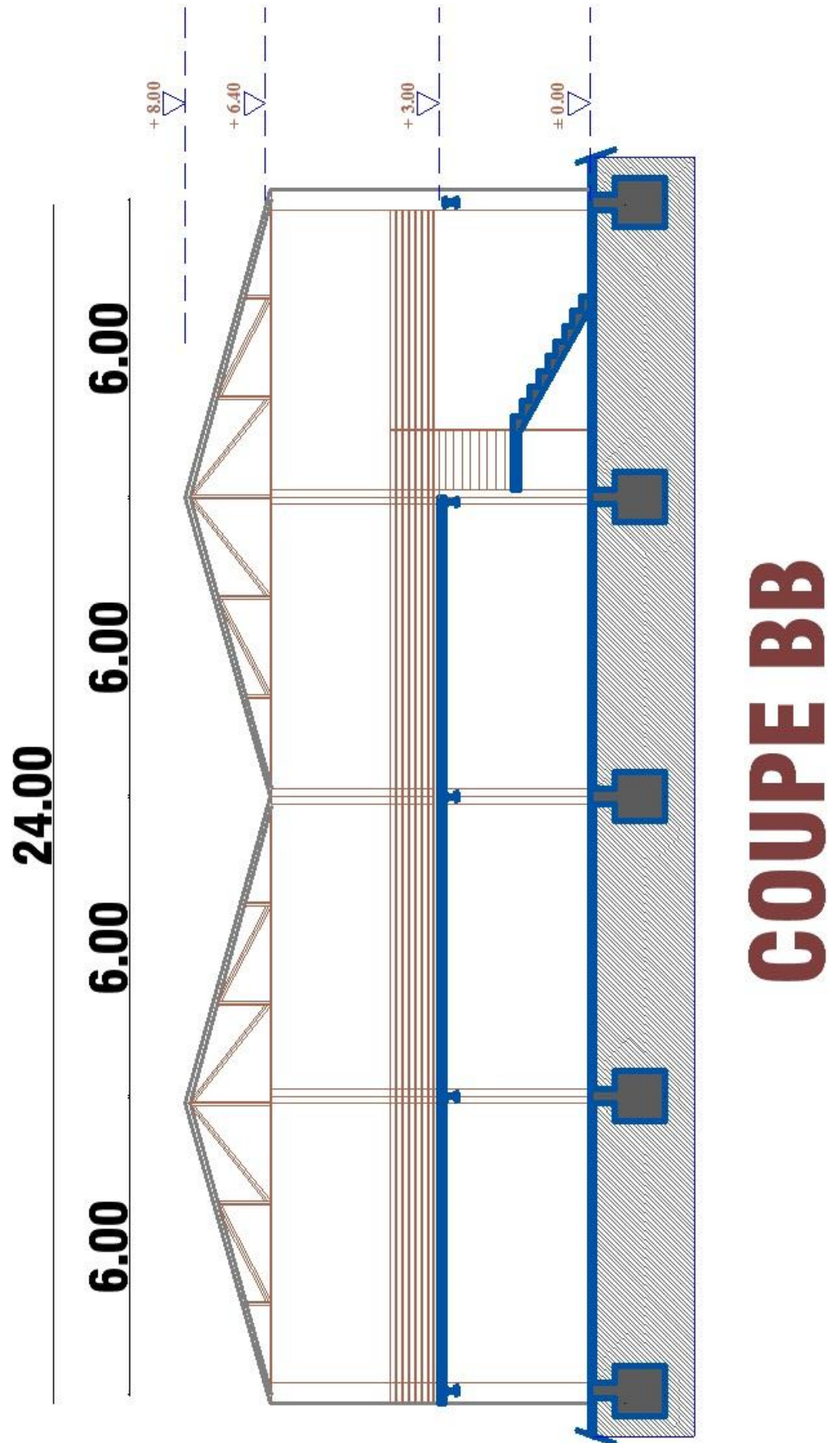
Le terrain du bâtiment, est plat avec une surface d'environ 900m<sup>2</sup>.

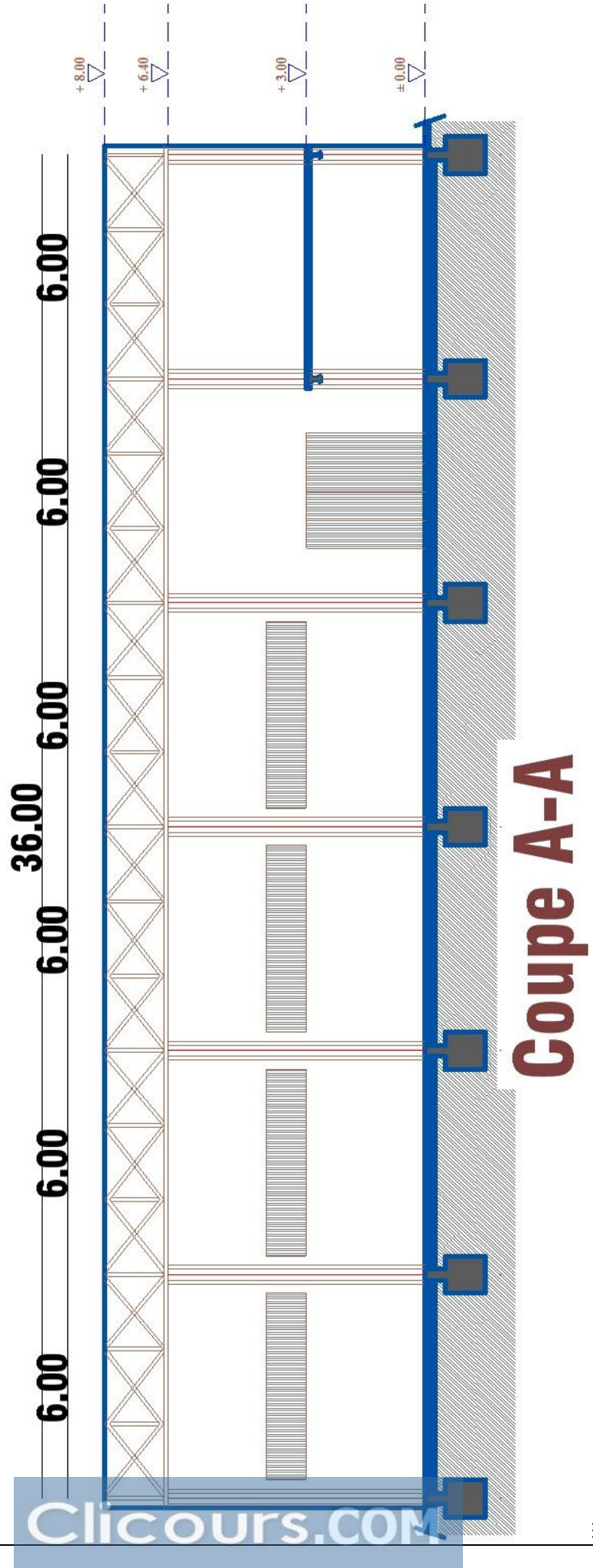
Notre structure métallique navale a une surface de (24x30)m<sup>2</sup> dédiée au travail des longs pans, plus les sanitaires de (6x24)m<sup>2</sup>, plus des bureaux de (6x24)m<sup>2</sup> au premier niveau(+3.0)m

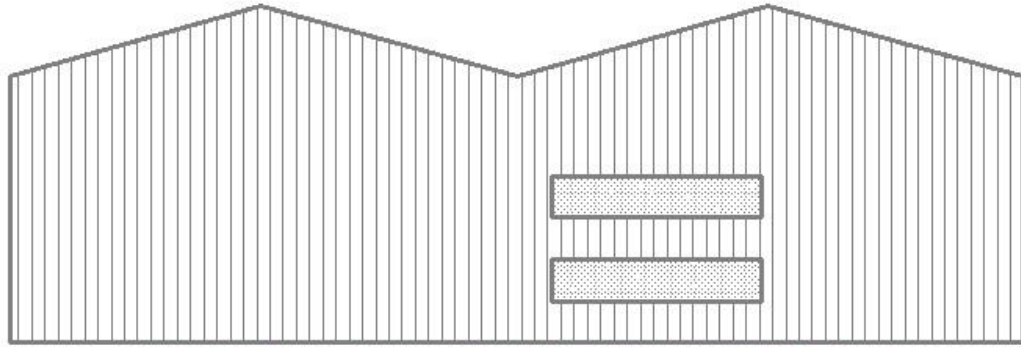
Notre projet a une toiture en 4versants en TN40,et un bardage en tôle lisse.



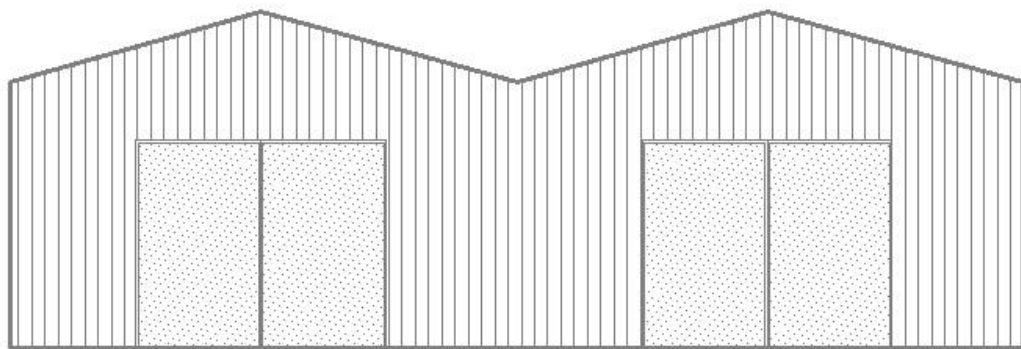




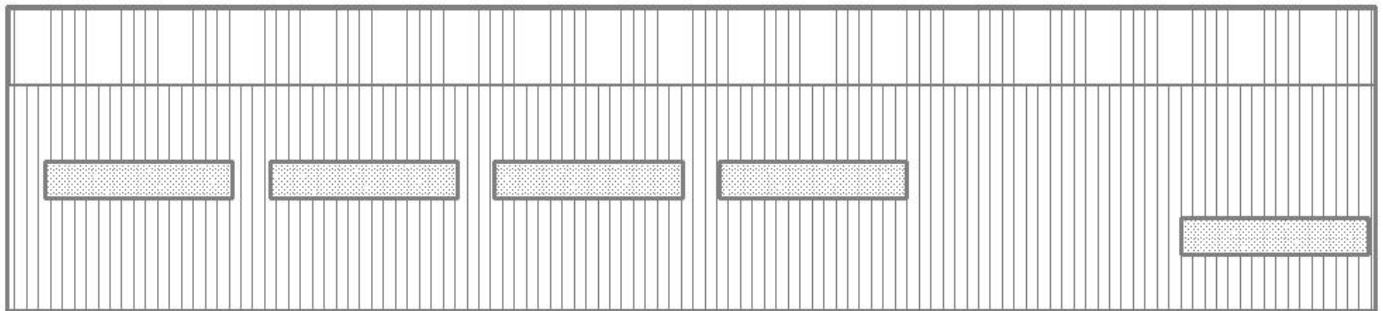




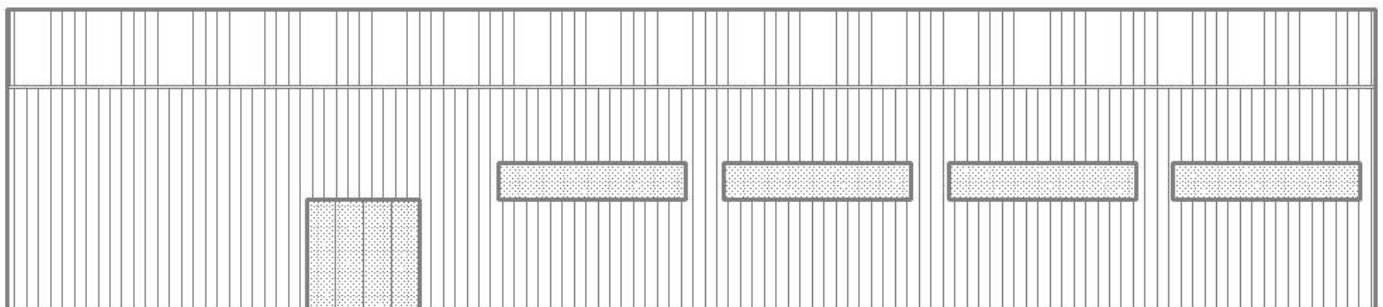
**FACADE POSTERIEURE**



**FACADE PRINCIPALE**



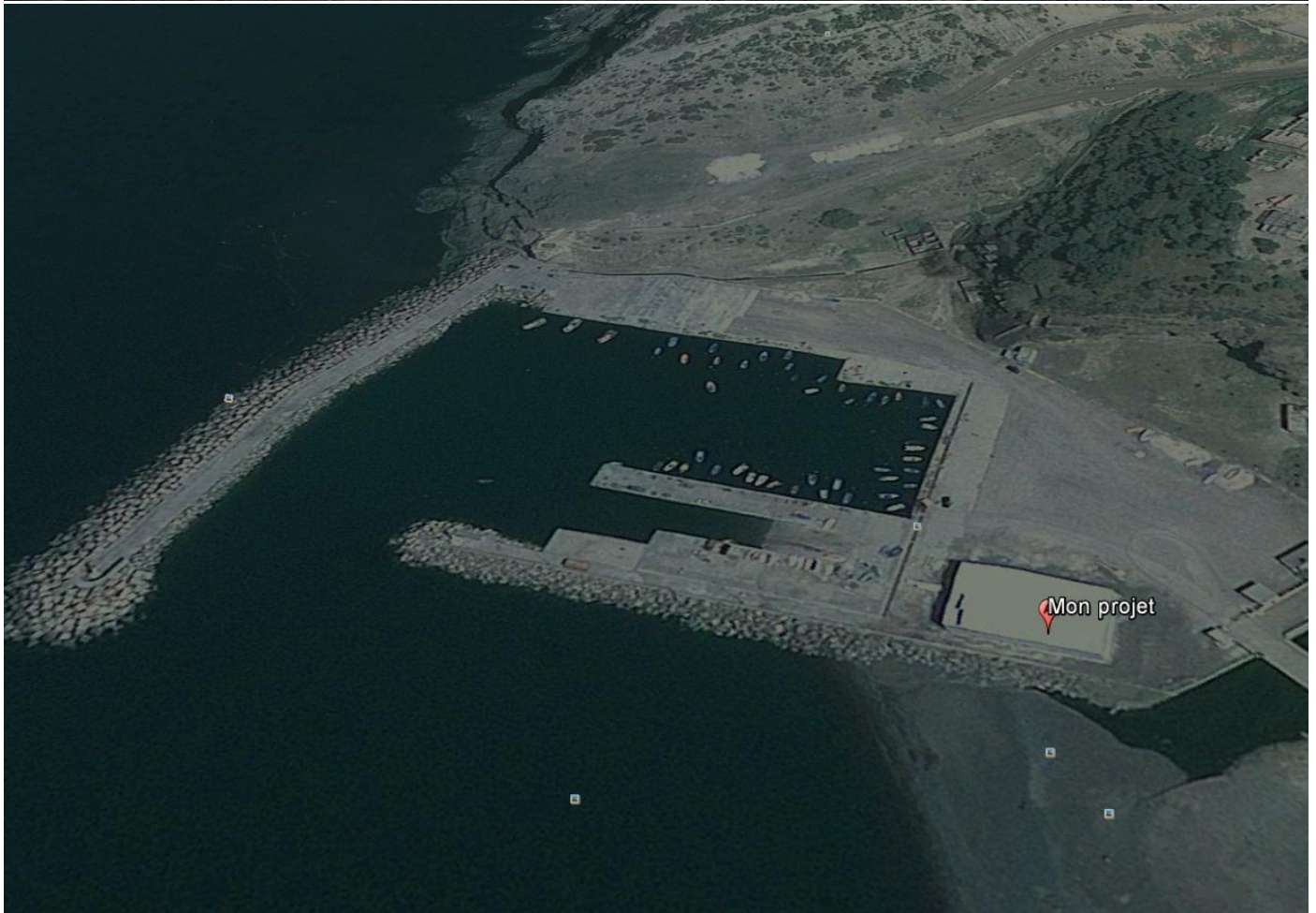
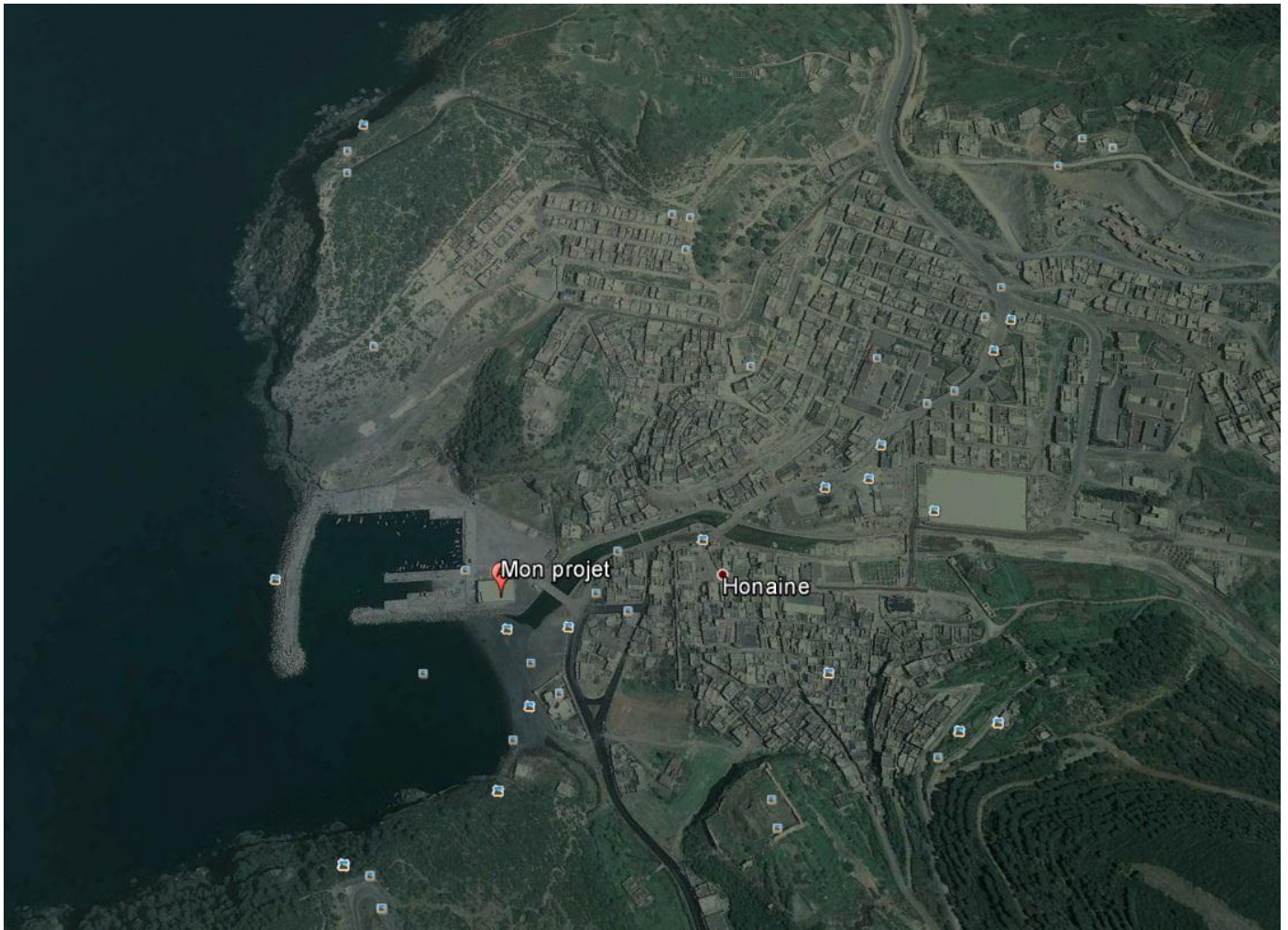
**FACADE LATERALE DROITE**



**FACADE LATERALE GAUCHE**

### 2.3. Situation géographique





### **3. Documents techniques réglementaires utilisés**

- DTR Neige et vent (RNV99)
- DTR charge et surcharge
- DTR CCM97
- DTR RPA99-VERSION 2003
- DTR BAEL.91
- Recommandations du CTICM Revue construction métallique

## CHAPITRE 2: détermination de l'action climatique.

### 1. Objet:

L'objectif dans notre projet, est d'étudier les actions des neiges et du vent appliqués sur une structure en charpente métallique.

### 2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La hauteur totale du bâtiment : 8m

La largeur de la structure : 24m

La longueur de la structure : 36m

La hauteur du bâtiment sans prendre en compte la toiture : 6.4m

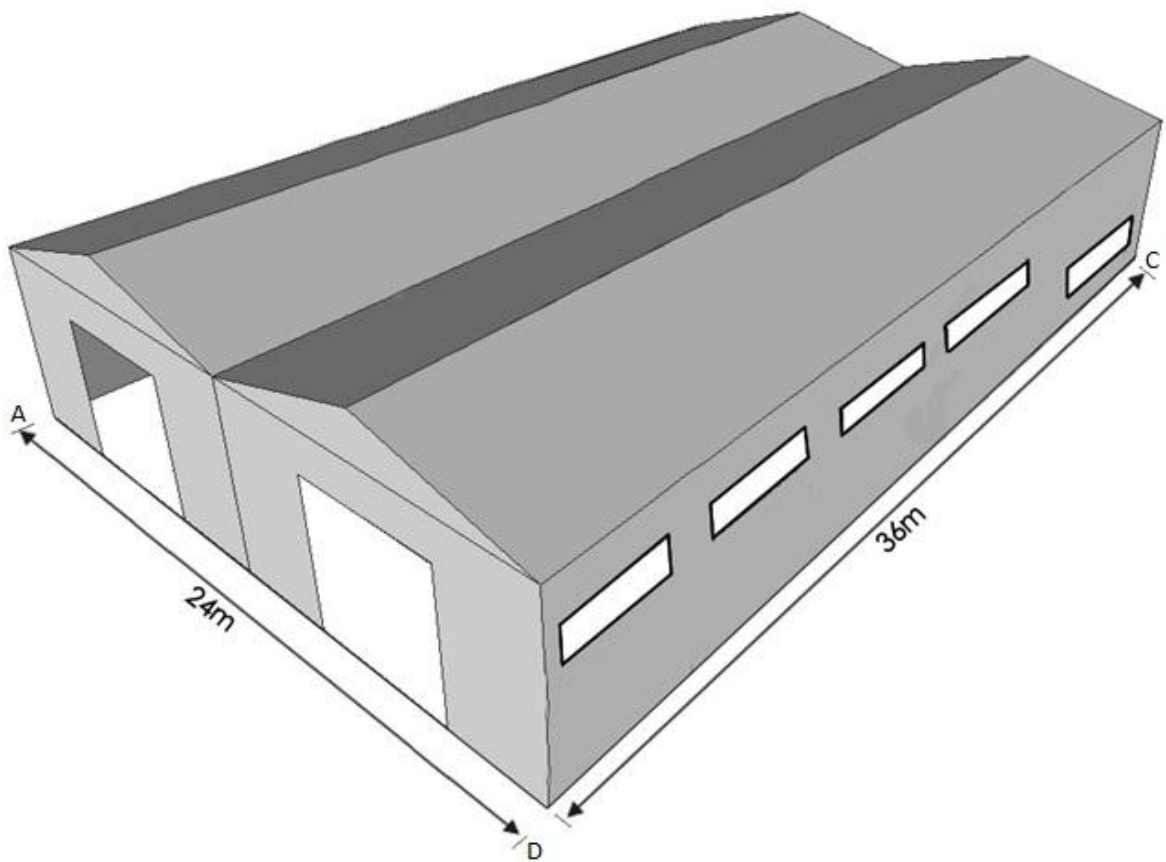


Figure : Vue 3D du projet

### 3. Charges et surcharges climatiques :

#### 3.1. Charge de neige :

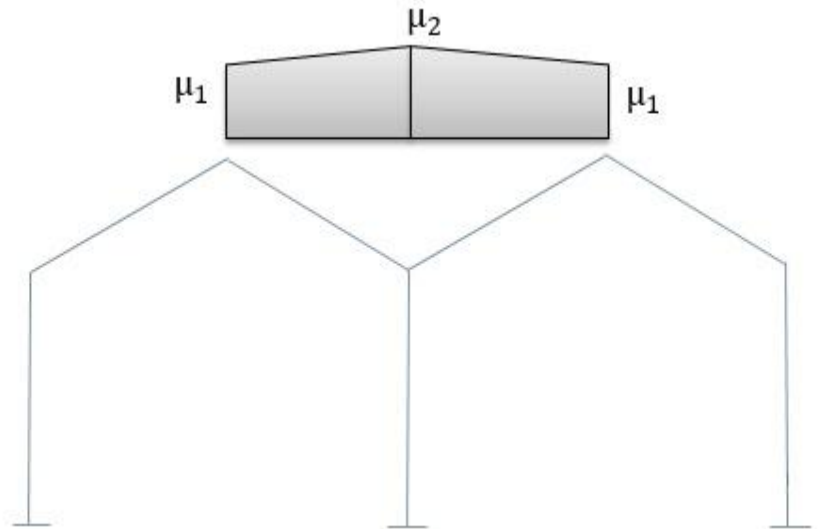
Action du neige :  $S = \mu \cdot s_k$

$s_k$ : Valeur caractéristique de la neige (KN/m<sup>2</sup>), donnée au paragraphe 4.2.RNV99 en fonction de l'altitude et la zone de neige.

Zone B :  $s_k = \frac{0.04H+10}{100}$

$$s_k = \frac{0.04H + 10}{100} = 0.1 \text{KN/m}^2$$

$$S_k = 0.1 \text{KN/m}^2$$



Coefficient de forme de la toiture :  $\mu$

$\mu$  : Coefficient de forme de la toiture dépendant de l'angle de l'inclinaison du versant.

Les coefficients de forme pour une toiture à double versant multiples sont donnés par le tableau 6.2, page13, du RNV99 en fonction de l'angle d'inclinaison :

Pour notre bâtiment, l'inclinaison de la toiture est :  $\alpha = 15^\circ$

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \left( \frac{15}{30} \right)$$

$$\mu_2 = 1.2$$

$$S_1 = \mu_1 \cdot s_k = 0.8 \times 0.1$$

$$S_1 = 0.08 \text{KN/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot s_k = 1.2 \times 0.1$$

$$S_2 = 0.12 \text{KN/m}^2$$

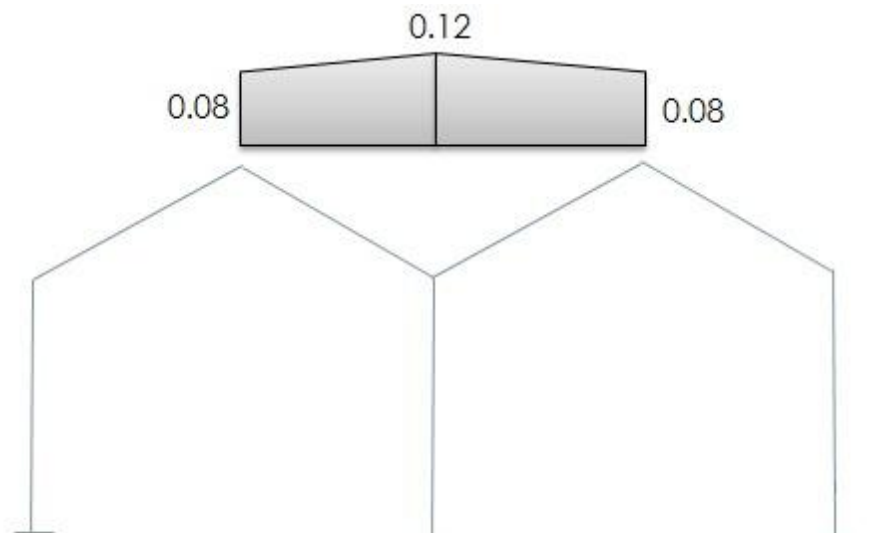


Diagramme de valeurs de "S"



### 3.2. Action du vent :

#### 3.2.1. Données relatives au site :

-site plat :  $c_t = 1$  (Chapitre 2§4.3 RNV)

-Zone 1 :  $q_{ref} = 375 \frac{N}{m^2}$  (Tableau 2.3)

-Vent référence  $v_{ref} = 25m/s$

- $q_{temp} = 270N/m^2$

-Terrain de catégorie 1 :

$$k_t = 0.17$$

$$Z_{min} = 2(m)$$

$$Z_0 = 0.01(m)$$

$$\varepsilon = 0.01$$

#### 3.2.2. Coefficient $C_d$ :

$v_1$ :

$$d = 36m$$

$$h = 8m$$

$C_d = 0.92$  (à partir de l'abaque RNV99)

$v_2$ :

$$d = 24m$$

$$h = 8m$$

$c_d = 0.91$  (à partir de l'abaque RNV99)

#### 3.2.3. Coefficient $c_r(z)$ :

$$c_r(z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

$$c_r(z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{Pour : } Z < Z_{min}$$

Dans notre cas :

$$Z_1 = \frac{6.4}{2} = 3.2m \dots \text{ on est dans le premier cas, donc :}$$

$$c_r(z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \ln\left(\frac{3.2}{0.01}\right) = 0.98$$

$Z_2 = 10m \dots$  on est toujours dans le premier cas :

$$c_r(z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \ln\left(\frac{8}{0.01}\right) = 1.13$$

#### 3.2.4. Coefficient $c_e(z)$ :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \left[ 1 + \left( 7 \cdot \frac{K_t}{(C_r(Z) \cdot C_t(Z))} \right) \right]$$

$$C_e(Z) = 1 \times 0.98^2 \left[ 1 + \left( 7 \cdot \frac{0.17}{(1 \times 0.98)} \right) \right] = 2.12$$

$$C_e(Z) = 1 \times 1.13^2 \left[ 1 + \left( 7 \cdot \frac{0.17}{(1 \times 1.13)} \right) \right] = 2.62$$

#### 3.2.5. Tableau : $q_{dyn}(Z_j)$ :

$Z_j(m)$	$C_r(Z_j)$	$C_e(Z)$	$q_{dyn}(Z_j) [N/m^2]$
3.2	0.98	2.12	806.25
8	1.13	2.62	993.75

Avec :  $q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$

$$q_{dyn}(3.2) = 375 \times 2.12 = 795 [N/m^2]$$

$$q_{dyn}(10) = 375 \times 2.62 = 982.5 [N/m^2]$$

3.2.6. Coefficient  $C_{pe}$  :

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

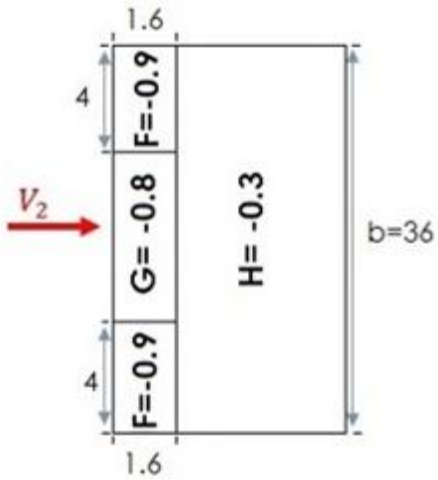
$v_1 \begin{cases} h = 8m \\ b = 24m \end{cases} e = 16m$

$v_2 \begin{cases} h = 8m \\ b = 36m \end{cases} e = 16m$

$e < d$

Vent sur long-pan :

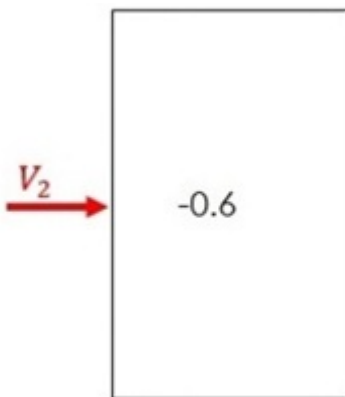
Versant(1) :



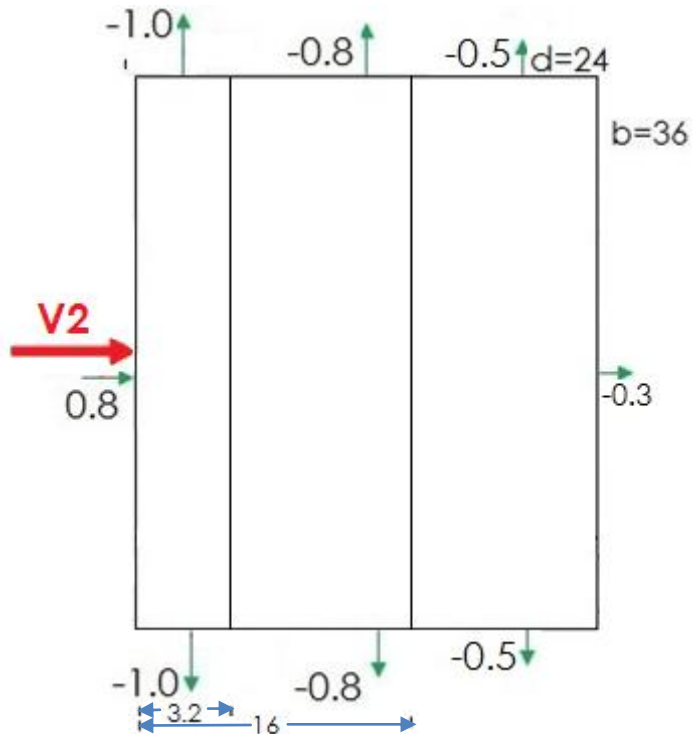
Versants(2) et (3) :



Versant(4) :



Parois verticale :



**3.2.7. Tableau coefficient de Pression interne  $C_{pi}$  :**

Face	$\mu_p$	$C_{pi}$
AB	0.74	-0.25
BC	0.91	-0.5
CD	0.78	-0.28
DA	0.56	0

**3.2.8. Calcul de  $q_j$  :**

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} (C_{pe} - C_{pi})$$

$q_{dyn}$  = pression dynamique du vent.

$C_{pe}$ : Coefficient de pression externe

$C_{pi}$ : Coefficient de pression interne

$C_d$  : Coefficient Dynamique de la construction

## Vent sur Long-pan (FACE AB)

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
F	0,92	993,75	-0,9	-0,25	-594.26
G	0,92	993,75	-0,8	-0,25	-502.84
H	0,92	993,75	-0,3	-0,25	-45.71

## Versant(1) :

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
A	0,92	806,25	-1	-0,25	-556.31
B	0,92	806,25	-0,8	-0,25	-407.96
C	0,92	806,25	-0,5	-0,25	-185.84
D	0,92	806,25	0,8	-0,25	778.84
E	0,92	806,25	-0,3	-0,25	-37.09

## paroi verticale :

## Vent sur Long-pan (FACE CD)

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
F	0,92	993,75	-0,9	-0,28	-566.84
G	0,92	993,75	-0,8	-0,28	-475.41
H	0,92	993,75	-0,3	-0,28	-18.29

## Versant(1) :

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
A	0,92	806,25	-1	-0,28	-534.06
B	0,92	806,25	-0,8	-0,28	-385.71
C	0,92	806,25	-0,5	-0,28	-163.19
D	0,92	806,25	0,8	-0,28	801.09
E	0,92	806,25	-0,3	-0,28	-14.84

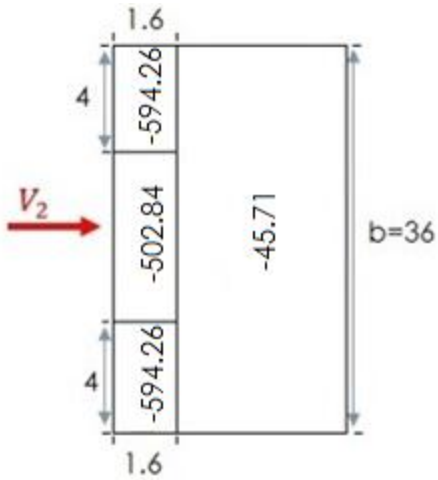
## paroi verticale

vent sur Pignon (FACE AD)					
Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
F	0,91	993,75	-1,3	0	-1175.61
G	0,91	993,75	-1,9	0	-1718.19
H	0,91	993,75	-0,8	0	-723.45
I	0,91	993,75	-0,7	0	-633.02
versant(1),(2),(3)et (4)					
Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
A	0,91	806,25	-1	0	-733.69
B	0,91	806,25	-0,8	0	-586.95
C	0,91	806,25	-0,5	0	-366.84
D	0,91	806,25	0,8	0	+586.95
E	0,91	806,25	-0,3	0	-220.11
paroi verticale					

vent sur Pignon (FACE BC)					
Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
F	0,91	993,75	-1,3	-0,5	-723.45
G	0,91	993,75	-1,9	-0,5	-1266.04
H	0,91	993,75	-0,8	-0,5	-271.29
I	0,91	993,75	-0,7	-0,5	-180.86
versant(1),(2),(3)et (4)					
Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
A	0,91	806,25	-1	-0,5	-366.84
B	0,91	806,25	-0,8	-0,5	-220.11
C	0,91	806,25	-0,5	-0,5	0
D	0,91	806,25	0,8	-0,5	953.79
E	0,91	806,25	-0,3	-0,5	146.74
paroi verticale					

a. Vent suivant la face (AB) :

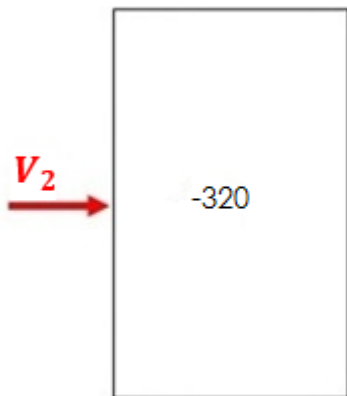
$q_j$  sur versant(1) :



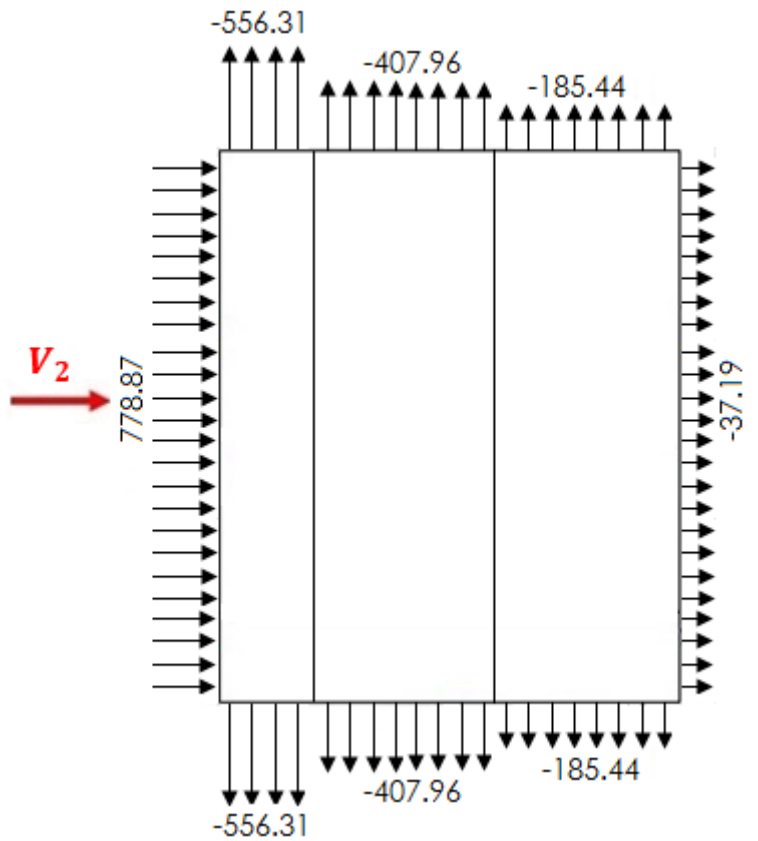
$q_j$  sur versants(2) et (3) :



$q_j$  sur versant(4) :

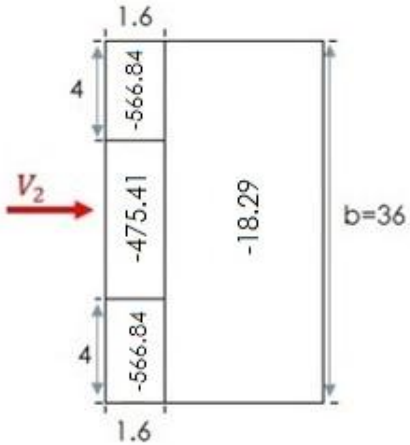


$q_j$  sur Parois verticale :



**b. Vent suivant la face (CD) :**

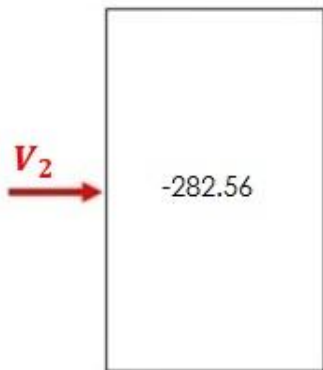
**$q_j$  sur versant(1) :**



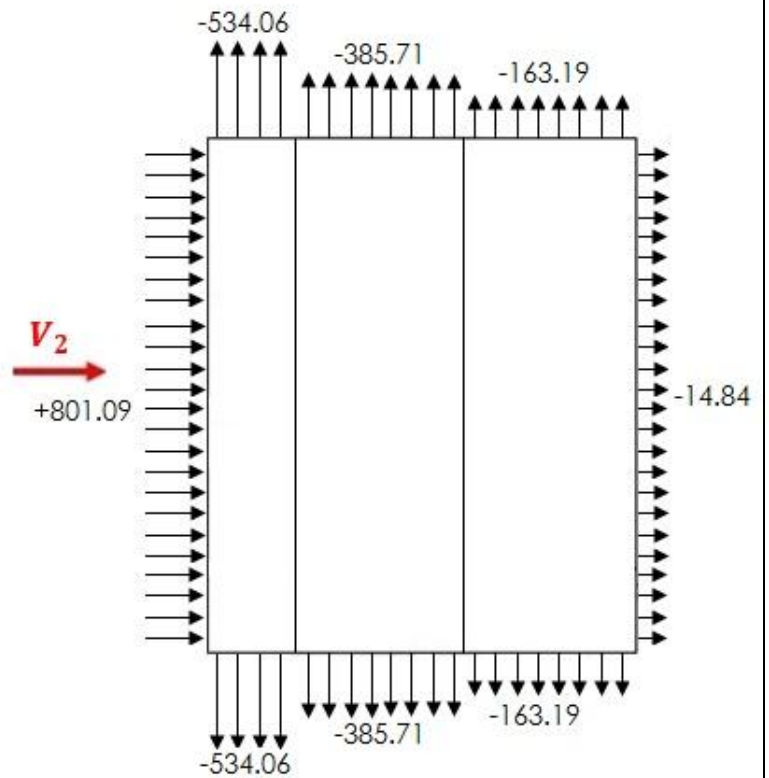
**$q_j$  sur versants(2) et (3) :**



**$q_j$  sur versant(4) :**

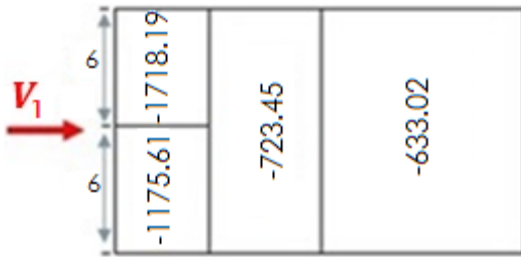


**$q_j$  sur Parois verticale :**

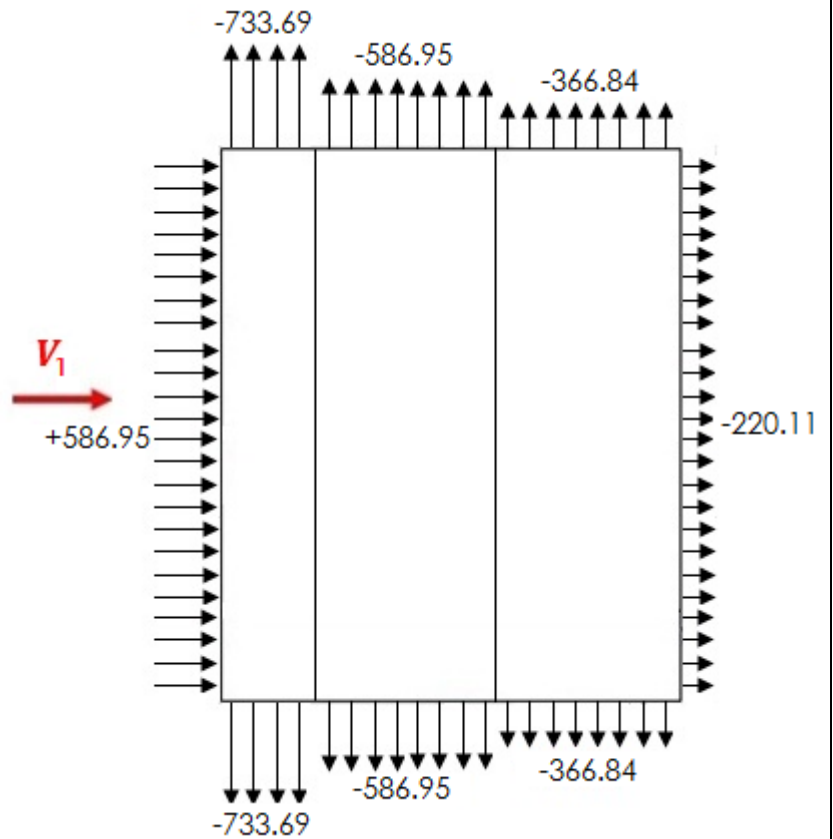


c. Vent suivant la face (AD) :

Vent sur les 4 versants :

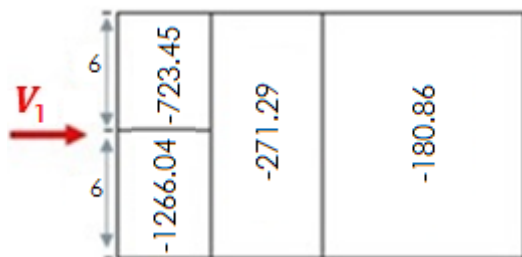


Vent sur paroi verticale :

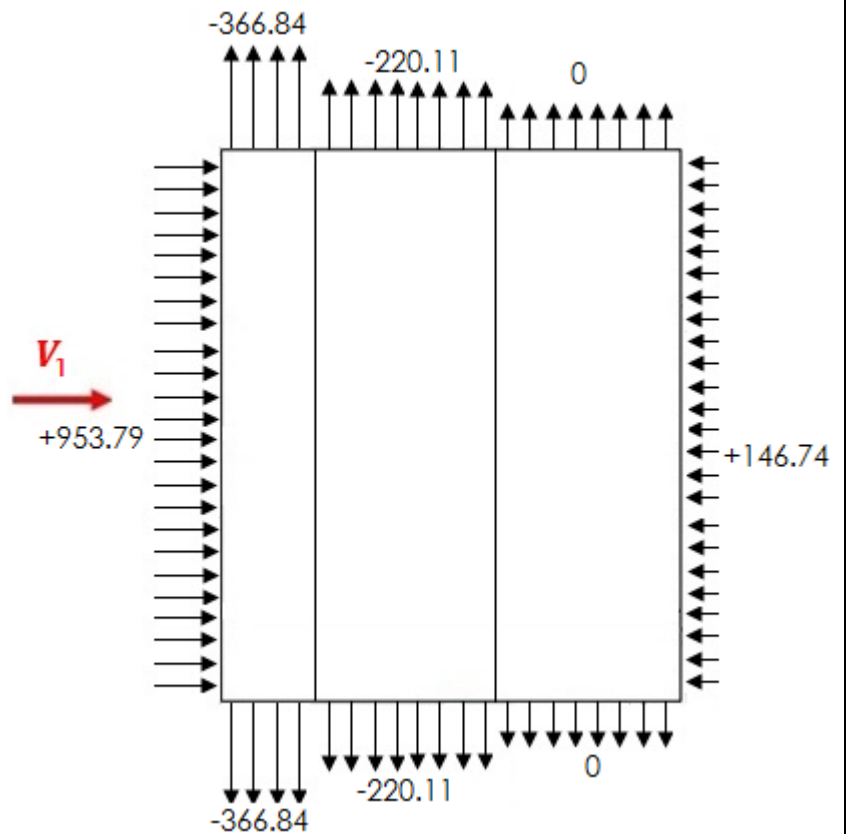


d. Vent suivant la face (BC) :

Vent sur les 4 versants :



Vent sur paroi verticale :





**8. Force de frottement :**

$\frac{d}{h} \geq 3m \dots$  On calcule les forces de frottement.

$$\text{Vent}_1: \frac{d}{h} = \frac{36}{8} = 4.5m \dots \text{les forces de frottement existent}$$

$$\text{Vent}_2: \frac{d}{h} = \frac{24}{8} = 3m \dots \text{les forces de frottement existent}$$

$$\text{Avec } F_{fr} = \Sigma(q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad [N]$$

$$f_{frot} = q_{dyn} \cdot S \cdot C_{fr}$$

$C_{fr,j}$ : est le coefficient du frottement pour l'élément de surface j

$S_{fr,j}$ : (En m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface j

$C_{fr,j}=0.04$  pour la toiture en TN40.

$C_{fr,j}=0.02$  pour le bardage

**3.2.9. Calcul du frottement :****3.2.9.1. Sur le Long-pan :**

Calcul de  $S_{fr,j}$ :

**a-toiture :**

$$S_{fr,j}=6.2 \times 36=223.2 \text{m}^2$$

$$F_{fr}=993.75 \times 0.04 \times 223.2=8872.2 \text{ [N]}$$

**b-paroi verticale :**

$$S_{fr,j}=36 \times 6.4=230.4 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$F_{fr}=806,25 \times 0.02 \times 230.4$$

$$F_{fr} = 3715.2 \text{ [N]}$$

**3.2.9.2. Sur le Pignon :**

**a-toiture :**

$$S_{fr,j}=6.2 \times 36 \times 4=892.8 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$F_{fr}=993,75 \times 0.04 \times 892.8=35488.8 \text{ [N]}$$

**b-paroi verticale :**

$$S_{fr,j}=24 \times 6.4 + 2 \left( \frac{12 \times 1.6}{2} \right) = 172.8 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$F_{fr}=806,25 \times 0.02 \times 172.8=2786.4 \text{ [N]}$$

**Conclusion :**

Après tout les calculs des actions climatiques sur notre structure, on peut remarquer qu'ils sont très considérables à prendre en compte avec les charges et surcharges.

En comparant les charges dues au vent et les frottements qu'il provoque, on remarque que les forces de frottement sur la structure ne sont vraiment pas négligeables.

## CHAPITRE 3 : Dimensionnement des éléments secondaires :

### 1. Introduction :

Dans ce chapitre, on va faire le dimensionnement des éléments secondaires : Pannes, lisses, échantignoles, lisses de bardages, et potelets.

### 2. Matériaux de couverture de la toiture :

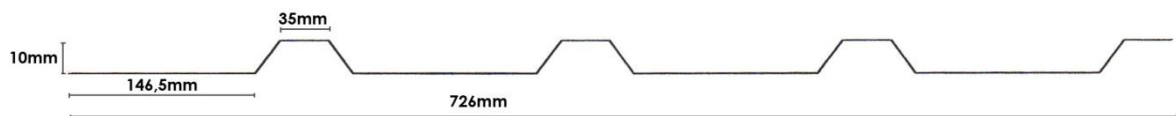
La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur 10/10<sup>ème</sup> mm, de longueur 6m et de largeur 0.726m.

Poids propre de la TN40 :pour e10/10 <sup>ème</sup> mm	p=0.11KN/m
Contrainte de rupture	$f_u=400\text{N/mm}^2$
Module d'élasticité	$E=2.10^5\text{N/mm}^2$
Contrainte élastique	$f_y=160\text{N/mm}^2$
Flèche admissible	$\sigma_{max}=1/200$

Tableau : Caractéristiques techniques

Section	$S_{TN40} = 1005.6\text{mm}^2$
Inertie de la TN40 pour une bande de 1ml	I de la TN40=27.21 cm <sup>4</sup> /ml
Module de résistance	$\omega=9.24\text{ cm}^3/\text{ml}$

Tableau : Caractéristiques géométriques



### 3. Les Pannes :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en IPE elles sont soumises à la flexion bi-axiale sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d'entretien. Cette dernière n'étant cumulable avec le vent et la neige. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des fermes de la toiture.

#### 3.1. Espacement entre pannes :

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

##### 3.1.1. Détermination des actions appliquées sur la toiture :

a-charge permanente «G » :

G : représente le poids propre de la couverture donc :

- $G=0.11\text{KN/ml}$

b- charge d'entretien « Q » :

la charge d'entretien est déterminée suivant le (DTR-BC-2.2), il y a lieu de choisir le cas le plus défavorable entre deux cas :

**Le premier cas :** 2 charges ponctuelles de 1.5 KN au 1/3 et 2/3 (DTR-BC-2.2 page26)

$$M=1.5 \frac{6}{3} = 3 \text{ KN.m}$$

**Le deuxième cas :** une charge de 1KN appliquée sur une surface de 10m<sup>2</sup>.ce qui fait une bande de 10mx1ml

$$M=Q \frac{l^2}{8} = 1. \frac{6^2}{8} = 4.5 \text{KN.m}$$

Le deuxième cas est le plus défavorable dès deux, donc on prend la charge d'exploitation égale à 1KN par une surface de 10m<sup>2</sup>

- $Q=0,1 \text{ KN/m}^2$

c- Actions climatiques :

- Neige :  $S_n=0.12 \text{ KN/m}^2$

- Vent :  $W=-1718.19 \text{ KN/m}^2$

### 3.1.2. Calcul de l'espacement entre Pannes:

Combinaison d'actions à l'ELU :

La charge d'entretien n'est pas cumulable avec les actions climatiques, donc les combinaisons d'action seront les suivantes :

$$q_1=1.35G+1.5Q = 1.35(0.11)+1.5(1)=1.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2=1.35G+1.5S_n=1.35(0.11)+1.5(0.12)=0.33 \text{ KN/m}^2$$

$$q_3=1.35G+1.5W=1.35(0.11)+1.5(-1.72)=-2.73 \text{ KN/m}^2$$

$$q=\text{Max}(q_1, q_2, q_3)$$

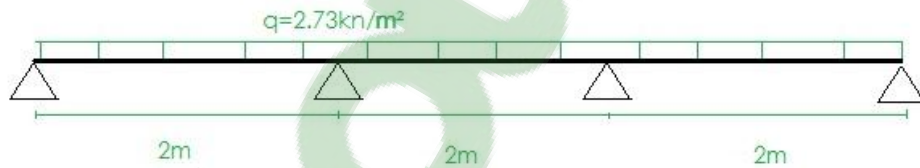
$$q=-2.73 \text{ KN/m}^2$$

$$q=|-2.73 \text{ KN/m}^2|$$

$$q= 2.73 \text{ KN/m}^2$$

b-Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples :

Le moment max est déterminé par la méthode des trois moments de la RDM. en modélisant la couverture appuyée sur les pannes. Comme montré sur la figure suivante :



$$M_{max}=0.1001ql^2 \text{ (calculé en utilisant le théorème des trois moments)}$$

$$M_{max}=0.1001(2.73)l^2$$

$$M_{max}=0.27l^2$$

Avec :

L : l'espacement entre pannes.

$$\sigma = \frac{M_{max}}{\omega} < f_y \rightarrow 0.1001ql^2 < f_y \cdot \omega$$

$$l^2 < \frac{f_y \cdot \omega}{0.27} \rightarrow l < \sqrt{\frac{f_y \cdot \omega}{0.27}}$$

Avec :

Contraintes élastiques de la tôle TN40 :  $f_y=160 \text{ N/mm}^2$

Module de résistance de la tôle TN40 :  $\omega=9.24 \text{ cm}^3/\text{ml}$

$$l < \sqrt{\frac{160 \cdot 10^3 \cdot 9.24 \cdot 10^{-6}}{0.27}}$$

$$l < 2.34 \text{m}$$

Conclusion : On prend l'espacement entre Pannes  $l=2.06 \text{m}$ , pour avoir les pannes situées sur les nœuds Montant/Diagonale des fermes de la toiture..

### 3.1.3. Dimensionnement des pannes :

a-Charges permanentes « G » :

- Poids propre de la couverture= $0.11 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Donc : } G=0.11 \times \text{Esp}=0.11 \times 2.06$$

$$G=0.23 \text{ KN/ml}$$

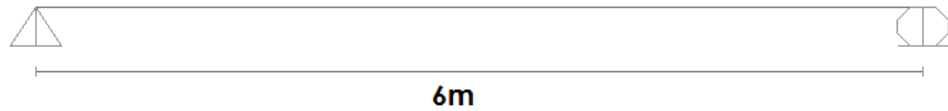
[MULTI SOFIANE]

b-Charge d'entretien Q :

- $Q=1\text{KN/m}^2$
- $1 \times \text{Esp} = 1 \times 2.06 = 2.06\text{KN/m}$

c-Action climatique :

- Neige :  $S_n = 0,12 \times 2,06 = 0,25 \text{ KN/ml}$
- Vent :  $W_F = -1,72 \times 2,06 = -3,54 \text{ KN/m}^2$



Les pannes sont appuyées sur 2 appuis simples.

d-Combinaisons des charges à l'ELU :

$$1.35G + 1.5Q = 1.35(0.11) + 1.5(2.06) = 3.24 \text{ KN/m}^2$$

$$1.35G + 1.5S_n = 1.35(0.11) + 1.5(0.25) = 0.52 \text{ KN/m}^2$$

$$1.35G + 1.5W = 1.35(0.11) + 1.5(-3.54) = -5.16 \text{ KN/m}^2$$

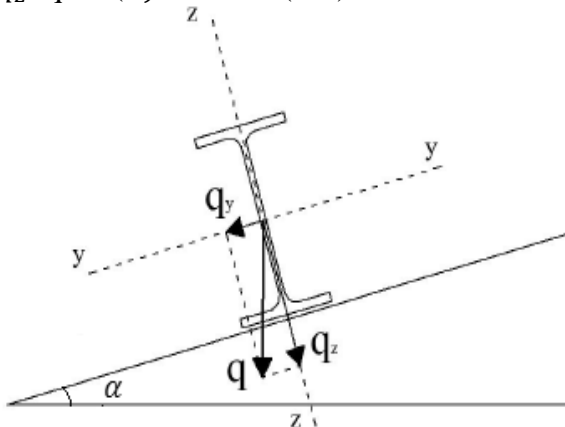
$$q = \text{Max}(3.24, 0.52, -5.16)$$

$$q = |-5.16\text{KN/m}^2|$$

$$q = 5,16\text{N/m}^2$$

$$q_y = q \cdot \sin(\alpha) = 5.16 \sin(15^\circ) = 1.34 \text{ KN/ml}$$

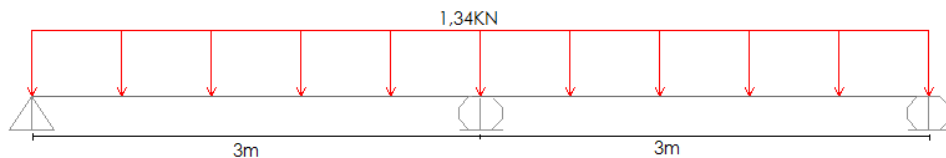
$$q_z = q \cdot \cos(\alpha) = 5.16 \cos(15^\circ) = 5.00 \text{ KN/ml}$$



Calcul du moment sollicitant  $M_{sd}$  à l'ELU :

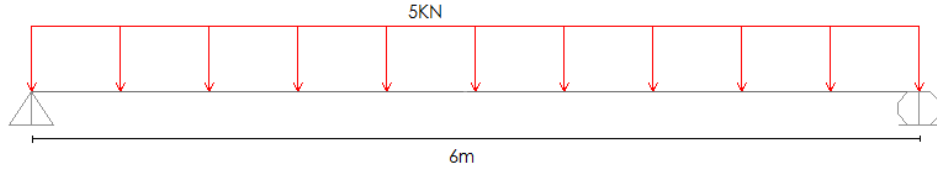
**Plan y-y:**

$l_y = 6\text{m}/2$  (car on ajoute les liernes)



$$M_{z\ sd} = q_y \cdot \frac{l_y^2}{8} = 1.34 \frac{2.06^2}{8} = 0.71 \text{ KN.m}$$

Plan z-z :



$$M_{y\ sd} = q_z \cdot \frac{l_z^2}{8} = 5 \frac{6^2}{8} = 22.5 \text{ KN.m}$$

Pour le dimensionnement des pannes le CCM97 impose les vérifications suivantes:

$$\diamond M_{z\ sd} \leq M_{z\ crd}$$

$$\diamond M_{y\ sd} \leq M_{y\ crd}$$

Avec:

$$M_{y\ sd} \leq M_{y\ crd}$$

$$W_{pl\ y} \geq \frac{M_{y\ sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{22.5(1.1)}{235000}$$

$$W_{pl\ y\ min} = 105.3 \text{ cm}^3$$

$$M_{z\ sd} \leq M_{z\ crd}$$

$$W_{pl\ z} \geq \frac{M_{z\ sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{0.71(1.1)}{235000}$$

$$W_{pl\ z\ min} = 3.32 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 = 3.32 \text{ cm}^3$$

Conditions de flèche à l'ELS :

$$q_{s1} = G + Q = 0.11 + 2.06 = 2.17$$

$$q_{s2} = G + S_n = 0.11 + 0.18 = 0.29$$

$$q_{s3} = G + W = 0.11 + (-3.54) = -3.43$$

$$q_{s\ max} = -3.43 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{s\ max} = |-3.43 \text{ KN/m}^2| = 3.43 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sy} = q_s \cdot \sin \alpha = 0.89 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = q_s \cdot \cos \alpha = 3.31 \text{ KN/m}^2$$

Plany-y :

$$\delta = 0.415 \frac{5 \cdot q_y \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{2.06}{200} = 0.0103 \text{ m} = 1.03 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \rightarrow I_z\ min = 0.415 \frac{5 \cdot q_y \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot (-0.89) \cdot 206^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 1.03}$$

$$I_z\ min = 4.00 \text{ cm}^4$$

Plan z-z:

$$\delta = \frac{5 \cdot q_z \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

[MULTI SOFIANE]

$$\delta \leq \delta_{max} \rightarrow \frac{5 \cdot q_z \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq 3$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot 3,31 \cdot 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 3}$$

$$I_y \geq 886,61 \text{ cm}^4$$

### Choix du profilé

P(Kg/m)	h(mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r(mm)	A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
18.8	180	91	5.3	8.0	9	23.9	1317	101

W <sub>pl y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl y</sub> (cm <sup>3</sup> )
146	22.2

### 3.1.4. Condition de flèche avec poids propre inclus :

$$q_{max} = G + Q$$

$$q_{max} = (0.11 + 0.188) \times 2,06 + 1 \times 2,06 = 0.61 + 2.06$$

$$q_{max} = 2.67 \text{ KN/m}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 0.69 \text{ KN/m}$$

$$q_z = q \cdot \cos \alpha = 2.58 \text{ KN/m}$$

#### Plan y-y:

$$\delta = 0.415 \frac{5 \cdot q_y \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = 0.415 \frac{5 \cdot 0.69 \cdot 206^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 101}$$

$$\delta = 0.031 \text{ cm} < 1.03 \text{ cm}$$

#### Plan z-z :

$$\delta = \frac{5 \cdot q_z \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 2,58 \cdot 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 1317}$$

$$\delta = 1.57 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

La condition de flèche est vérifiée.

### 3.1.4.1. Classe du profilé :

a-Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Nuance de l'acier FE510 est de  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

$$\rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times 0.81$$

$$\frac{146}{5.3} \leq 58.32 \rightarrow 27.55 < 58.32 \text{ l'âme est de classe I}$$

b-classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon = 8.1$$

$$\frac{91/2}{8.0} \leq 8.1$$

5.69 < 8.1 la semelle est de classe I

### 3.1.4.2. Vérification des contraintes :

Les pannes travaillent à la flexion composée, il faut donc vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y\ sd}}{M_{Ny\ Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\ sd}}{M_{Nz\ Rd}}\right)^\beta \leq 1 \quad (5.35 \text{page } 68 \text{CCM97})$$

Pour un profilé en I :  $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$

$$M_{Ny\ Rd} = M_{Nz\ Rd} \frac{(1-n)}{(1-0.5a)}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl\ Rd}} = 0$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{23,9 \cdot 10^2 - 2 \cdot 91,8}{23,9 \cdot 10^2}$$

$$a = 0,39$$

$$n < a \rightarrow M_{Nz\ Rd} = M_{pl\ z\ Rd} = W_{pl\ z} \frac{f_y}{\gamma_{K0}}$$

$$\rightarrow \left(\frac{M_{y\ sd} \cdot \gamma_{M0}(1-0.5a)}{W_{pl\ y} \cdot f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z\ sd}}{M_{Nz\ Rd}}\right)^1 \leq 1$$

$$q_{max} = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{max} = 1,35(0,11 + 0,188) \cdot 2,06 + 1,5(1)2,06$$

$$q_{max} = 3,92 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow M = q_{max} \frac{l^2}{8} = 3,92 \frac{6^2}{8}$$

$$M = 17,64 \text{KN.m}$$

$$q_y = q_{max} \cdot \sin(\alpha) = 1,01 \text{KN/m}$$

$$q_z = q_{max} \cdot \cos(\alpha) = 3,79 \text{KN/m}$$

$$M_{y\ sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 3,79 \frac{6^2}{8} = 17,05 \text{KN.m}$$

$$M_{z\ sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 1,01 \frac{2,06^2}{8} = 0,54 \text{KN.m}$$

$$\rightarrow \left(\frac{17,05 \cdot 1,1 \cdot (1-0,5 \cdot 0,39)}{146 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}\right)^2 + \left(\frac{0,54 \cdot 1,1}{22,2 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}\right) = 0,16 < 1 \quad \text{La condition est vérifiée, la section résiste à la flexion.}$$

### 3.1.4.3. Résistance de la panne au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b\ rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{pl\ y}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$-\beta_w = 1$  (section de classe I)

$-\chi_{lt}$  : est le facteur de réduction pour le déversement

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

$$-\chi = \chi_{lt}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\right] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{pl\ y}^2}{I_z \cdot I_w}\right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \cdot \left[\frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}\right]^{0,25}}$$

$C_1$  = facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement

$$C_1 = 1,132$$

[MULTI SOFIANE]

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2 \cdot (1+0.3)} = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \text{ (module de cisaillement)}$$

E : Module d'élasticité longitudinale (page 15CCM97)

$\nu$  = Coefficient de poisson

E et  $\nu$  sont donnés dans le tableau 3.2

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion

$$I_t = 4,9 \text{ cm}^4$$

$I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement

$$I_w = 7430 \text{ cm}^6$$

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

$$I_z = 101 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lt} = \frac{600 \cdot \left[ \frac{146^2}{101 \cdot 7430} \right]^{0.25}}{1,132^{0,5} \cdot \left[ \frac{600^2 \cdot 84 \cdot 10^5 \cdot 4,9}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 7430} \right]^{0.25}} = 41,54$$

$$\lambda_{lt} = 41,54$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

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

$M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement apres simplification de la formule générale

$$M_{cr} = C_1 \cdot \pi^2 \frac{E \cdot I_z}{l_2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \text{ (Annexe B page 145 CCM97)}$$

$C_1 = 1,132$  (tableau B.1.2 page 144 CCM97)

$$I_z = 101 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 7430 \text{ cm}^6$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 1,132 \frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 101}{600^2} \sqrt{\frac{7430}{101} + \frac{600^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 4,9}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 101}}$$

$$M_{cr} = 1807003,23 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 146 \cdot 235 \cdot 10^2}{1807003,23}} = 1,9$$

$$\phi_{lt} = 0,5(1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2)$$

$$\phi_{lt} = 0,5(1 + 0,21(1,9 - 0,2) + 1,9^2)$$

$$\phi_{lt} = 2,48$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}} = \frac{1}{2,48 + \sqrt{2,48^2 - 1,9^2}}$$

$$\chi_{lt} = 0,25$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot f_y \cdot W_{ply}}{\gamma M_1} = \frac{0,25 \cdot 146 \cdot 235 \cdot 10^3 \cdot 166,40}{1,1}$$

$$M_{brd} = 1297541818 \text{ N.cm} = 129754,18 \text{ KN.m} \gg M_{y_{sd}} = 17,05 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$



### 3.1.4.4. Stabilité au voilement par cisaillement :

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non-raïdiées comme il est indiqué au chapitre 5.6.1 page 89 CCM97

Si  $\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon \rightarrow$  ce n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

d: distance entre nœuds intérieurs des semelles

$$d = h - 2(t_f + r)$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{180 - 2(8,0 + 9)}{5,3} = 27,55$$

$$E = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$f_y$  : Nuance de l'acier

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 0,81$$

$$69 \varepsilon = 69 \cdot 0,81 = 55,89$$

$$\frac{d}{t_w} < 69 \cdot 0,81 \rightarrow 27,55 < 55,89 \text{ condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement

### Stabilité des pannes au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

La stabilité des pannes au flambement est assurée si la condition suivante est vérifiée

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{f_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{FC}}}$$

Avec :

$A_w$  : aire de l'âme de l'IPE180

$$A_w = (h - 2t_f) \cdot t_w = (180 - 2 \times 8) \cdot 5,3 = 869,2 \text{ mm}^2$$

$$A_w = 869,2 \text{ mm}^2$$

$A_{FC}$  : aire de la semelle comprimée

$$A_{FC} = b \cdot t_f = 91,8 = 728 \text{ mm}^2$$

$f_{yt}$  : limite d'élasticité de la semelle comprimée

E : coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle

$t_w$  : épaisseur de l'âme

$$\left\{ \begin{array}{l} K \cdot \frac{E}{f_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{FC}}} = 0,3 \cdot \frac{21 \cdot 10^4}{235} \cdot \sqrt{\frac{869,2}{728}} = 292,93 \\ \frac{d}{t_w} = 27,55 \end{array} \right.$$

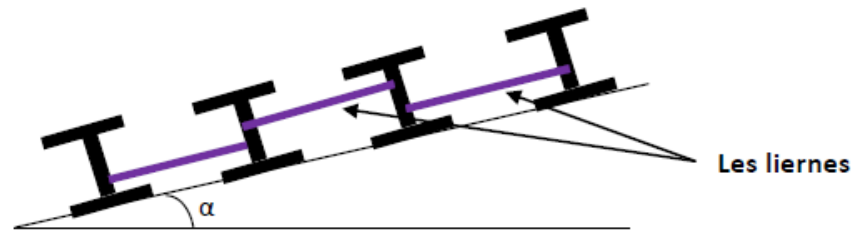
$27,55 \ll 292,93$  condition vérifiée

### 3.2. Conclusion :

Donc la stabilité de la panne vis-à-vis du flambement de la semelle comprimée est vérifiée

Conclusion : La section en IPE 180 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité. Donc il est convenable pour assurer le rôle des pannes.

#### 4. Dimensionnement des liernes des pannes :



Les liernes des pannes

$$q_y = 1,01 \text{ KN/m}$$

Réaction de la panne la plus sollicitée :

$$R = 1,25 \cdot q_y \cdot \frac{l_y}{2}$$

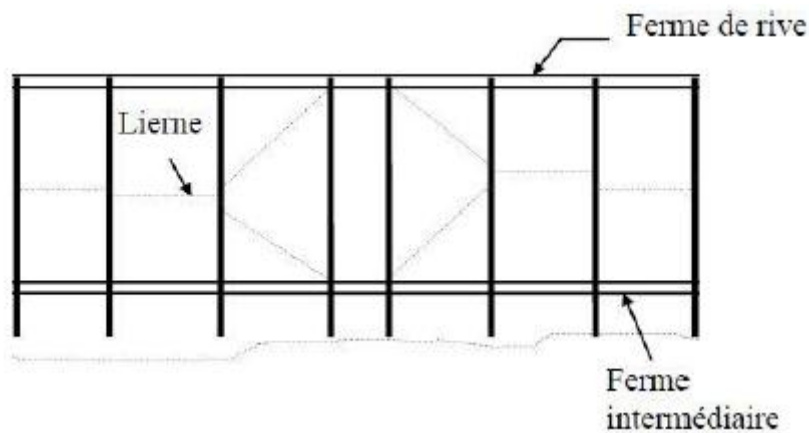
$$R = 1,25 \cdot 1,01 \cdot \frac{6}{2}$$

$$R = 3,79 \text{ KN}$$

Effort de traction maximal sur la lierne la plus sollicitée :

$$N_{sd} = R_1 + \sum_{i=2}^{n-1} R_i \quad \text{avec} \quad R_1 = \frac{R}{2}$$

n : nombre de liernes par versant



##### 4.1. Les liernes :

Efforts dans les tronçons de liernes :

$$T_1 = \frac{R}{2} = 1,90 \text{ KN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 5,69 \text{ KN}$$

#### 4.1.1. Dimensionnement des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

Avec :

$N_{plrd}$  : effort normal résistant

$$N_{plrd} = A_S \cdot (f_y / \gamma M_0)$$

$N_{sd}$  : effort normal sollicitant

$$N_{sd} \leq A_S (f_y / \gamma M_0) \rightarrow A_S \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y}$$

$$A_S \geq \frac{5,69 \cdot 1,1}{355 \cdot 10^{-3}}$$

$$A_S \geq 17,63 \text{ mm}^2$$

$$A_S = \pi \cdot \Phi^2 / 4 \rightarrow \Phi = \sqrt{4 \cdot A_S / \pi} = 4,74 \text{ mm}$$

$$\Phi = 4,74 \text{ mm}$$

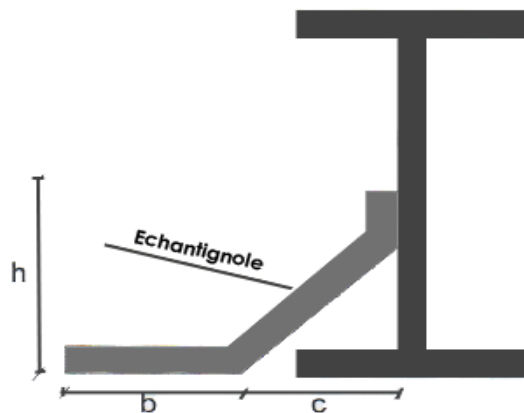
#### 4.2. Conclusion :

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre  $\Phi \geq 4,74 \text{ mm}$ , et d'une section de  $A_S \geq 17,63 \text{ mm}^2$

#### 5. Attaches panne-traverse (échantignoles):

L'attache panne-traverse est réalisée à l'aide d'un échantignole soudé sur la traverse et boulonné à la panne, comme il est indiqué sur la figure ci-dessous :

L'échantignole étant sollicitée par un moment de renversement dû aux charges permanentes et l'action du vent..



Dimensionnement de l'échantignole :

Prenons une pièce de longueur  $l = 10 \text{ cm}$  et soit  $b = c = 5 \text{ m}$

L'échantignole sera dimensionnée d'une épaisseur qui résiste au moment de renversement " $M_r$ "

$M_r$  : sera déterminée par rapport à la section d'encastrement

$$M_r = F_z \cdot c + F_y \cdot h/2$$

Efforts sollicitant à l'ELU sachant que :

$$W = -3,54 \text{ KN/ml}$$

G : poids propre de la panne + couverture

$$G = 0,188 + (0,11 \times 2,06)$$

$$G = 0,41 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = G \cdot \sin(\alpha) = 0,11 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = G \cdot \cos(\alpha) = 0,40 \text{ KN/ml}$$

[MULTI SOFIANE]

$$F_z = (1,5W + 1,35G_z) \cdot l/2 = (1,5(-3,54) + 1,35(0,4)) \cdot 6/2$$

$$F_z = -14,31 \text{ KN}$$

$$F_y = 1,35 \cdot G_z \cdot l/2 = 1,35 \cdot 0,11 \cdot 6/2$$

$$F_y = 0,44 \text{ KN}$$

Le moment sera donc :

$$M_r = -14,31 \cdot 0,05 + 0,44 \cdot 0,09/2$$

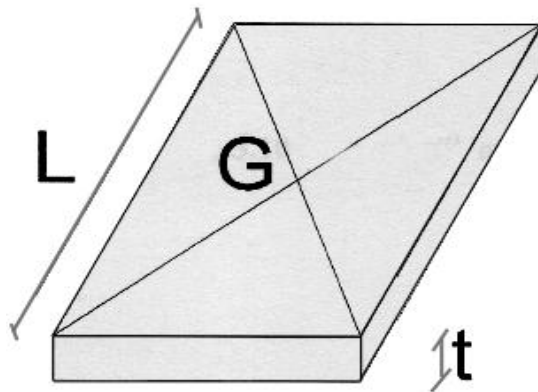
$$M_r = -0,69 \text{ KN.m}$$

Épaisseur de l'échantignole "t" :

$$\frac{M_r}{W} \leq f_y \rightarrow \frac{6 \cdot M_r}{l \cdot t^2} \leq f_y$$

$$\rightarrow t_{\min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_r}{l \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,69}{0,1235 \cdot 10^3}}$$

$$t_{\min} = 0,013 \text{ m} = 1,3 \text{ cm}$$

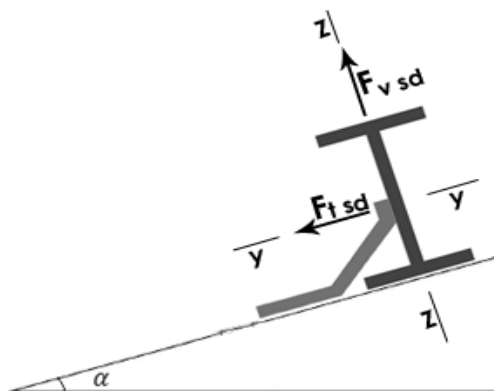


Donc on prend des échantignoles de 1,3cm d'épaisseur

Calcul du boulon d'attache :

Le boulon d'attache subit deux efforts, un effort de traction "F<sub>t sd</sub>" et un de cisaillement "F<sub>v sd</sub>", il doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F_{v sd}}{F_{v rd}} + \frac{F_{t sd}}{1,4 \cdot F_{v rd}} \leq 1 \quad (\text{chapitre 6, §6.5.5 page 112 CCM97})$$



Avec :

F<sub>v sd</sub> : effort de cisaillement

F<sub>v sd</sub> et F<sub>t sd</sub> : représentent respectivement, F<sub>y</sub> et F<sub>z</sub> déjà calculées.

F<sub>v Rd</sub> : Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$F_{t Rd}$  : Résistance de calcul au traction par boulon

Avec

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1,2 & \text{boulon sollicité en cisaillement} \\ 1,5 & \text{boulon sollicité en traction} \end{cases}$$

( $F_{v Rd}$  et  $F_{t Rd}$  sont donnés en fonction de l'aire de la section résistante «  $A_s$  » au boulon dans le tableau 65.3 page 113 CCM97)

$$F_{v Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot A_s}{1,25} = 0,4 \cdot A_s$$

$$F_{t Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot A_s}{1,5} = 0,6 \cdot A_s$$

$$\frac{F_{v sd}}{F_{v Rd}} + \frac{F_{t sd}}{1,4 \cdot F_{t Rd}} \leq 1$$

$$F_{v sd} = -14,31 \text{ KN}$$

$$F_{t sd} = 0,44 \text{ KN}$$

$$\frac{-14,31}{0,4 \cdot A_s} + \frac{0,44}{1,4 \cdot 0,6 \cdot A_s} \leq 1$$

$$\rightarrow \frac{36,3}{A_s} \leq 1$$

$$A_{s \min} \geq 36,3 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre  $\Phi 12$  d'une section résistante  $A_s = 84,30 \text{ mm}^2$

Le CCM97 impose d'autres vérifications pour plus de précision (§6.5.5 page 112)

$$F_{v sd} / F_{t rd} \leq 1$$

$$F_{v sd} / F_{b rd} \leq 1$$

$$F_{t sd} / F_{p rd} \leq 1$$

**1<sup>ère</sup> Vérification :**

$$\frac{F_{v sd}}{F_{t rd}} = \frac{14,31}{0,6 \cdot A_s} = \frac{14,31}{0,6 \cdot 84,30} = 0,28 < 1$$

**2<sup>ème</sup> Vérification :**

$$\frac{F_{v sd}}{F_{b rd}} \leq 1$$

Avec :

$F_{b rd}$  : Résistance à la pression diamétrale

$$F_{b rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

d : diamètre du boulon (d=12mm)

t : épaisseur de l'échantignole (t=10mm)

$$\alpha = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{1000}{360}; 1\right) = 1$$

$$F_{b rd} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 360 \cdot 10^3 \cdot 0,012 \cdot 0,01}{1,25}$$

$$F_{b rd} = 86,4 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v sd}}{F_{b rd}} = \frac{14,31}{86,40} = 0,16 < 1$$

**3<sup>ème</sup> Vérification :**

$$\frac{F_{v sd}}{F_{p rd}} \leq 1$$

$F_{p rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou

$$F_{p rd} = \frac{0,6\pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma M_b} \text{ (formule 6.2 page 112 CCM97)}$$

$t_p$  : Épaisseur de la plaque sous la tête du boulon donc :

$$t_p = t_w IPE180 + 5,3$$

$d_m$  : Diamètre moyen de la tête du boulon ou l'écrou donc :

$$d_m = 12 \text{ mm}$$

Donc le boulon de  $\Phi 12$  vérifie largement toutes les conditions imposées par le CCM97

**5.1. Calcul du cordon de soudure :**

Prenons un cordon de soudure d'épaisseur minimale de  $a=3$  mm et vérifions si la résistance aux efforts sollicitants :

$$\tau_{//} = \frac{F_{t sd}}{2(b \cdot a)} = \frac{440}{2(50 \cdot 3)} = 1,46 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{v sd}}{2(b+l) \cdot a} = \frac{14,31 \cdot 10^3}{2(50+100) \cdot 3} = 15,9 \text{ N/mm}$$

$$\tau_{\perp} = M_G / b(2.1)a$$

$$M_G = F_{v sd}(b+c) + F_{t sd} \cdot \frac{t}{2}$$

$$M_G = 14,31(50+50) + 0,44 \cdot \frac{90}{2}$$

$$M_G = 1450800 \text{ N.mm}$$

$$\tau_{\perp} = M_G / b(2.1)a = \frac{1450800}{50(20 \cdot 100) \cdot 3}$$

$$\tau_{\perp} = 48,36 \text{ N/mm}^2$$

**5.2. Vérification de la condition :**

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma M_w} \text{ (Formule D-1 page 157 CCM97)}$$

$\beta_w$ : facteur de corrélation appropriée (dépend de la nuance de l'acier)

$f_u$ : valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées

$\gamma M_w$ : coefficient partiel de sécurité pour la résistance des soudures

Prenons un acier de nuance  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

$$\rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \text{ (page 127 CCM97)} \\ \gamma M_w = 1,25 \text{ (page 101 CCM97)} \end{cases}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} = \sqrt{15,9^2 + 3(48,36^2 + 1,46^2)} = 87,27 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma M_w} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,25} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} = 87,27 \text{ N/mm}^2 \ll \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma M_w} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

## 6. Lisse de bardage:

### 6.1. Matériau utilisé pour le bardage :



Figure : Bardage simple peau

Les lisses de bardages sont des éléments secondaires qui ont pour rôle de reprendre les sollicitations dues au vent, elles sont généralement des profilés en 'u' elles sont prévues sur les pignons et le long-pan pour permettre la fixation et le support du matériau du bardage.

Elles sont simplement appuyées sur les poteaux du long-pan et sur les potelets suivant le pignon, aussi comportent des liernes à mi-portée dans le plan(y-y) pour minimiser leurs déformation

Espacement des lisses :

On a une hauteur de poteaux  $H=6,4\text{m}$

Prenons un espacement de  $e=1,6\text{m}$  on obtient un nombre de lisses :  $n=4$

### 6.2. Dimensionnement des lisses :

Vent sur paroi verticale du pignon  $W_{max}=953,79\text{N/m}^2$

On va prendre

$$W_{max}=1000\text{N/m}^2=1\text{KN/m}^2$$

Poids propre du bardage  $6,64\text{kg/m}^2=0,066\text{KN/m}^2$

On va la prendre  $0,07\text{KN/m}^2$

a) charge horizontale  $F_z$  :

$$F_z=W_{max} \cdot \text{esp}=1 \cdot 1,6=1,6\text{KN/m}$$

b) charge verticales  $F_y$  :

$$F_y=P_p \cdot \text{esp}+0,12=0,23\text{KN/m}$$

Avec:  $0,12\text{KN/m}$  estimation du poids propre des lisses

Condition à l'ELU :

a) Moment sollicitant  $M_{sd}$  :

a-1 : plan(y-y) :

$$M_{sd z}=1,35 \cdot F_y \cdot \frac{l_y^2}{8}=1,35 \cdot 0,23 \cdot \frac{3,2^2}{8}=0,4\text{KN.m}$$

a-2 : plan(z-z) :

$$M_{sd z}=1,5 \cdot F_z \cdot \frac{l_z^2}{8}=1,5 \cdot 1,6 \cdot \frac{6^2}{8}=10,8\text{KN.m}$$

b) Module résistance

$$M_{sd y} \leq M_{cR dy}$$

$$M_{sd y} \leq M_{cR dy} \rightarrow M_{sd y} \leq W_{pl y \min} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl y \min} = \frac{M_{sd y} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1080,1,1}{23,5} = 50,55\text{cm}^3$$

$$M_{sd z} \leq M_{cR dz}$$

$$W_{pl z \min} = \frac{M_{sd z} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{40,1,1}{23,5} = 1,87\text{cm}^3$$

[MULTI SOFIANE]

Conditions de flèche à l'ELS :

1-plan(y-y) :

$$\delta_1 = \frac{0,415 \cdot 5 \cdot F_y \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\delta_{1 \max} = \frac{l_y}{200} = \frac{320}{200} = 1,6 \text{ cm}$$

$$\delta_1 < \delta_{1 \max} \rightarrow I_z \min = 0,415 \frac{5,0 \cdot 23 \cdot 320^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 1,6}$$

$$I_z \min = 3,88 \text{ cm}^4$$

2-plan(z-z) :

$$\delta_2 = \frac{5 \cdot F_z \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta_2 = \frac{l_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta_2 < \delta_{2 \max} \rightarrow I_y \min = 5 \frac{1,6 \cdot 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 3}$$

$$I_y \min = 428,57 \text{ cm}^4$$

**Choix du profilé :**

On prend un profilé UAP130 :

UAP130	Poids(Kg/m)	Section(cm <sup>2</sup> )	Dimensions (mm)			caractéristiques	
	"P"	"A"	h	b	t <sub>f</sub>	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	13,7	70,7	130	55	9,5	459,6	51,3

$$W_{pl y} = 83,51 \text{ cm}^3 \quad i_y = 5,12 \text{ cm}$$

$$W_{pl z} = 25,55 \text{ cm}^3 \quad i_z = 1,71 \text{ cm}$$

**6.3. Vérification des flèches de l'UAP130 :**

a) charge horizontale F<sub>z</sub> :

$$F_z = W_{\max} \cdot \text{esp} = 1 \cdot 1,6 = 1,6 \text{ KN/m}$$

b) charge verticale F<sub>y</sub> :

$$F_y = 0,07 \cdot 1,5 + 0,137 = 0,313 \text{ KN/m}$$

Plan (y-y):

$$\delta_1 = \frac{0,415 \cdot 5 \cdot F_y \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\delta_1 = \frac{0,415 \cdot 5 \cdot 0,23 \cdot 320^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 51,3}$$

$$\delta_1 = 0,12 \text{ cm}$$

Sachant que :

$$\delta_{1 \max} = \frac{l_y}{200} = \frac{320}{200} = 1,6 \text{ cm}$$

Plan (z-z):

$$\delta_2 = \frac{5 \cdot F_z \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta_2 = 5 \frac{1,6 \cdot 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 459,6} = 2,8 \text{ cm}$$



[MULTI SOFIANE]

$$\delta_2 = 2,8 \text{ cm}$$

Sachant que :

$$\delta_{2 \max} = \frac{l_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Donc:

$$\delta_1 < \delta_{1 \max}$$

$$\delta_2 < \delta_{2 \max}$$

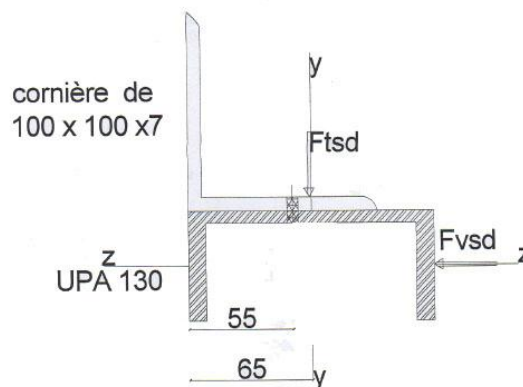
UAP130 vérifie la condition de flèche

#### 6.4. Calcul des attaches des lisses :

La fixation des lisses sur les poteaux est réalisée par des chutes de cornières soudées sur les semelles des poteaux et boulonnées avec les lisses de bardage

##### 6.4.1. Calcul du boulon d'attache :

Le boulon d'attache est soumis à un effort combiné de cisaillement sous l'effet du vent et de traction sous l'effet des charges permanentes



$$\frac{F_{v \text{ sd}}}{F_{v \text{ rd}}} + \frac{F_{t \text{ sd}}}{1,4 \cdot F_{t \text{ rd}}} \leq 1$$

Avec :

$F_{v \text{ rd}}$  et  $F_{t \text{ rd}}$  sont donnés au  
la page 113 CCM97

$$F_{v \text{ rd}} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma M_b} = \frac{0,6 \cdot 0,8 \cdot A_s}{1,25} = 0,384 \cdot A_s$$

$$F_{t \text{ rd}} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma M_b} = \frac{0,9 \cdot 0,8 \cdot A_s}{1,5} = 0,48 \cdot A_s$$

$$F_{v \text{ rd}} = 1,5 \cdot F_z \cdot \frac{l}{2} = 1,5 \cdot 1,6 \cdot \frac{6}{2} = 7,2 \text{ KN}$$

$$F_{t \text{ rd}} = 1,35 \cdot F_y \cdot \frac{l}{2} = 1,35 \cdot 0,23 \cdot \frac{6}{2} = 0,93 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v \text{ sd}}}{F_{v \text{ rd}}} + \frac{F_{t \text{ sd}}}{1,4 \cdot F_{t \text{ rd}}} \leq 1$$

$$\frac{F_{v \text{ sd}}}{0,384 \cdot A_s} + \frac{F_{t \text{ sd}}}{1,4 \cdot 0,576 \cdot A_s} \leq 1$$

$$\frac{7,2}{0,384 \cdot A_s} + \frac{0,93}{0,8 \cdot A_s} \leq 1$$

$$\rightarrow A_s \geq 19,91 \text{ mm}^2$$

→ on va prendre un boulon de diamètre :  $\Phi 12$  ( $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ )

tableau sur

### 6.4.2. Soudure des lisses :

$$M = F_t \cdot s_d \cdot d = 0,93 \cdot 65 = 60,45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Effort "F" sollicitant le cordon de soudure:

$$F = \frac{M}{h} = \frac{60,45}{100} = 0,60 \text{ KN}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{F}{h \cdot a}$$

Prenons un cordon de soudure de  $a=3\text{mm}$  et vérifions si ça résiste :

$$\sqrt{3 \tau_{\perp}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma M_w}$$

Avec :

$\beta_w$  :facteur de corrélation approprié ,dependant de la nuance de l'acier

$$\beta_w = 0,8 \text{ pour Fe360}$$

$$\gamma M_w = 1,25$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{3 \tau_{\perp}^2} = \sqrt{3 \left( \frac{F}{h \cdot a} \right)^2} = \sqrt{3 \left( \frac{600}{100 \cdot 3} \right)^2} = 3,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma M_w} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,25} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{3 \tau_{\perp}^2} = 3,46 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma M_w} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le cordon de soudure de  $a=3\text{mm}$  est suffisant

## 7. Les potelets :

On utilise des potelets sur les pignons à fin de reduire la portée entre poteaux et de diminuer la longueur des lisses de bardage

Les potelets appelée aussi montant de bardage sont des elements verticaux secondaires,utilisés principalement pour fixer les bardages.ils sont sollicités à la flexion composée :

- une flexion sous action du vent sur les parois du pignon
- une flexion sous l'action des charges permanentes dues au poids des potelets et des lisses,et du bardage.

Prés-dimensionnement des potelets :

IPE270	Poids(Kg/m) "P"	Section(cm <sup>2</sup> ) "A"	Dimensions (mm)				caractéristiques	
			h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	36.10	45.90	270	135	6,6	10.2	5 790	420

Prenons un IPE270 et vérifions si ça vérifie

$$W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3 \quad i_y = 11,2 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,02 \text{ cm}$$

### 7.1. Dimensionnement des potelets :

#### 7.1.1. Classe du profilé :

a-Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Nuance de l'acier FE510 est de  $f_y=355\text{N/mm}^2$

$$\rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 1$$

$$\frac{219,6}{6,6} \leq 72 \times 1$$

[MULTI SOFIANE]

$33,27 \leq 72 \rightarrow$  l'âme est de classe I

b-classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{135/2}{10,2} \leq 10$$

$6,62 < 10$  la semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

### 7.1.2. Actions et sollicitations :

Effort de compression :

a-action des lisses « q »

- bardage :  $q = (0,75 + 0,75) \cdot 0,07 = 0,11 \text{ KN/m}$

lisse UAP130 :  $0,137 \text{ KN/ml}$

- $q = 0,11 + 0,137 = 0,247 \text{ KN/ml}$

b- poids propre du potelet « G »

$$G = P_p \cdot h_{\text{potelet}}$$

- $G = 0,361 \cdot 6,4 = 2,31 \text{ KN}$

c-action du vent :

- $W_{\text{max}} = 953,79 \text{ N/m}^2$

On va la prendre  $1000 \text{ N/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$

$$W = 1 \cdot (0,75 + 0,75) = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = q \frac{l^2}{8} = 1,5 \frac{6,4^2}{8} = 7,7 \text{ KN.m}$$

Le moment sollicitant le potelet dû à l'action du vent est de  $M_{sd} = 7,7 \text{ KN.m}$

Effort normal sollicitant :

$$N_{sd} = 2(ql/2) + P_p$$

$$N_{sd} = 2(0,3 \cdot 6,4/2) + 0,361 \cdot 6,4$$

$$N_{sd} = 4,23 \text{ KN}$$

### 7.1.3. Vérification des contraintes :

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{Nrd}$$

Avec :

$M_{sd}$  : Moment sollicitant

$$M_{sd} = 7,7 \text{ KN.m}$$

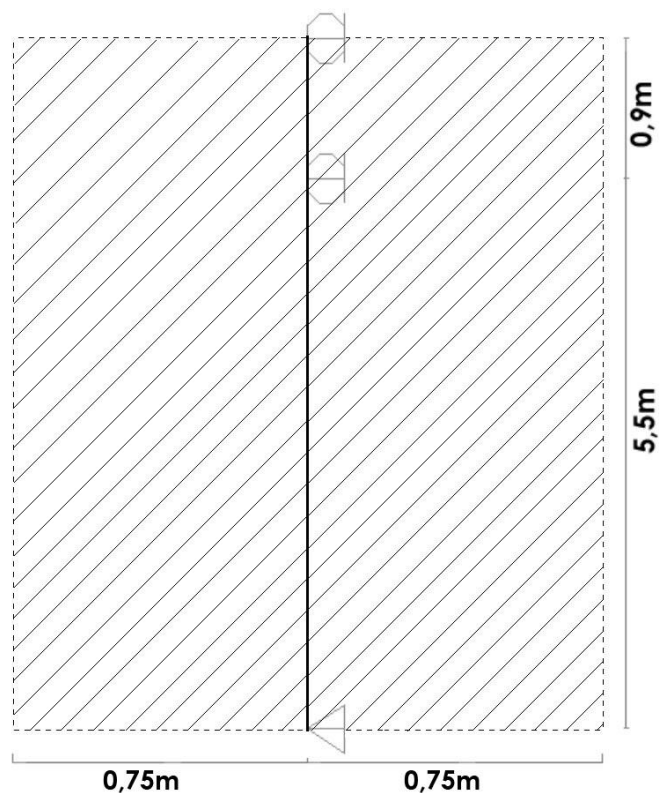
$M_{Nrd}$  : Moment résistant plastique résultant par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{Nrd} = \frac{M_{plrd} \cdot (1-n)}{1-0,5a} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0} \cdot \frac{1-n}{1-0,5a}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{A \cdot f_y}$$

$$= \frac{4,23 \cdot 1,1}{4590 - 0,235} = 0,00421$$

$$n = 4,21 \cdot 10^{-3}$$



[MULTI SOFIANE]

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{4590 - 2 \cdot 135 \cdot 10,2}{4590} = 0,4$$

Donc :

$$M_{Ny rd} = \frac{484,0,235}{1,1} \cdot M_{Ny rd} = \frac{1-0,001}{1-0,5,0,4}$$

$$M_{Ny rd} = 129,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 7,7 \text{ KN.m} \ll M_{Ny rd} = 129,12 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

#### 7.1.4. Résistance au flambement :

$$N_{b rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma M_1}$$

Avec :

$N_{b rd}$  : résistance au flambement

$\beta_A = 1$  (pour les sections de classe I)

$$\gamma M_1 = 1,1$$

$\chi$  : Coefficient de réduction, dépend de  $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \cdot \varepsilon = \lambda / 76,4$$

$\lambda$  = calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\left\{ \begin{array}{l} t_f = 10,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \\ \frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées pour chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe « a »  $\rightarrow \alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe « b »  $\rightarrow \alpha = 0,34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = l_y / i_y = 160 / 11,2 = 14,28 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,18$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = l_z / i_z = 715 / 3,02 = 236,75 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 3,1$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 3,1$$

Coefficient de réduction «  $\chi$  » est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et de la courbe de flambement b (page 75 CCM97)

$$\chi = 0,0994$$

$$N_{b rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma M_1} = \frac{0,0994 \cdot 1 \cdot 4950 \cdot 235}{1,1}$$

$$N_{b rd} = 105115,5 \text{ N} = 105,16 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 4,23 \text{ KN} \ll N_{b rd} = 105,16 \text{ KN}$$

Condition vérifiée, la section résiste au flambement

**7.1.5. Résistance au voilement par cisaillement :**

Si  $d/t_w \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$  il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

Sachant que :

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

On a :  $d/t_w = 219,6/6,6 = 33,28 < 69,1$

$33,28 < 69$  **Condition vérifiée**

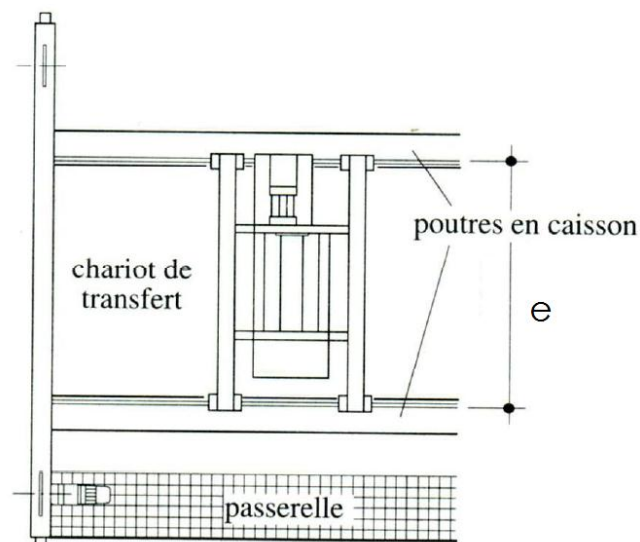
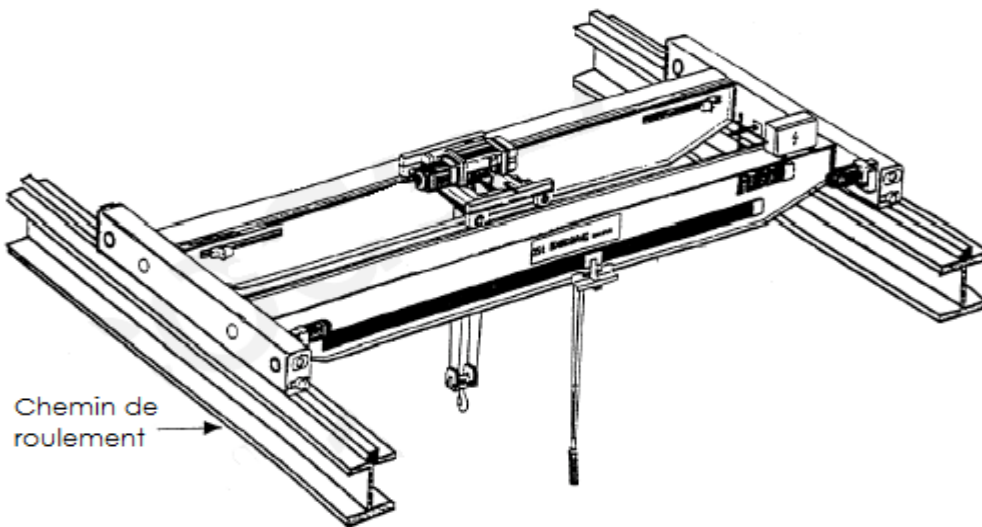
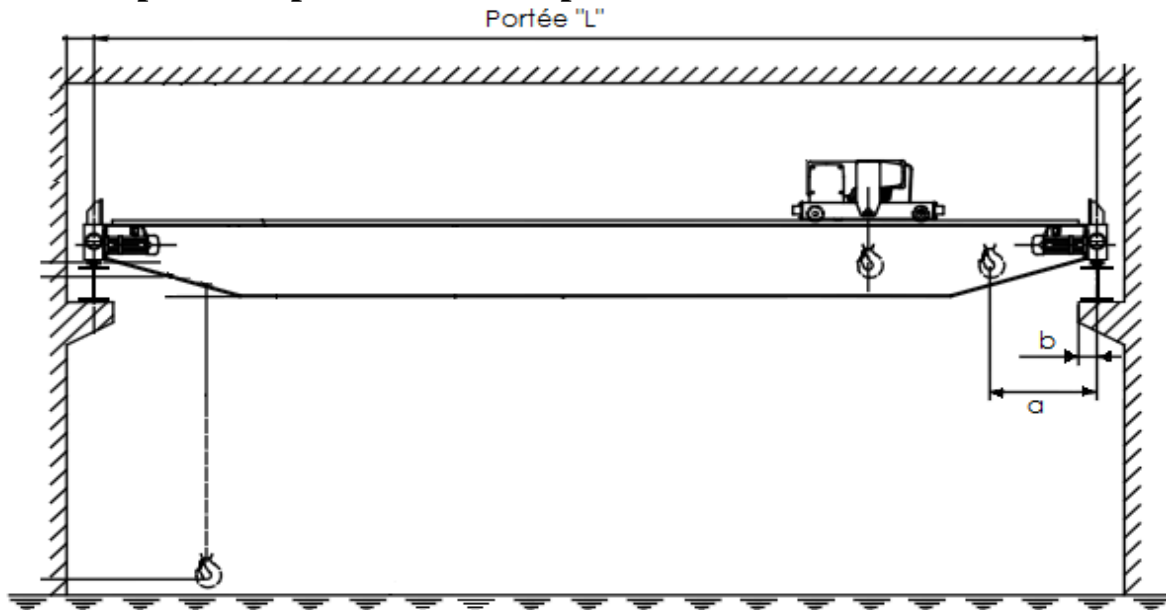
Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement

**7.2. Conclusion :**

on peut mettre les potelets en profilé IPE270 est suffisant,

## CHAPITRE 4 : Dimensionnement du chemin de roulement :

### 1. Description des ponts roulants bipoutres :



## 2. Introduction :

Le déplacement des moteurs des bateaux dans notre structure, nécessite deux ponts roulants .un de 6,4 t et l'autre de 10 t ; avec une portée de moins de 10m chacun, Leurs chemins de roulement est appuyé chaque 6m sur un support assemblé sur les poteaux..

On a donc sollicité les ponts roulants bipoutres, avec les caractéristiques techniques suivants :

	Puissance(t)	Vitesse (m/min)			R galets(KN)	
		levage	direction	translation	$R_{min}$	$R_{max}$
Pont roulantI	6,4	0,8-5	5-20	10-40	7,4	36,9
Pont roulantII	10	0,8-5	5-20	10-40	10,5	55,6

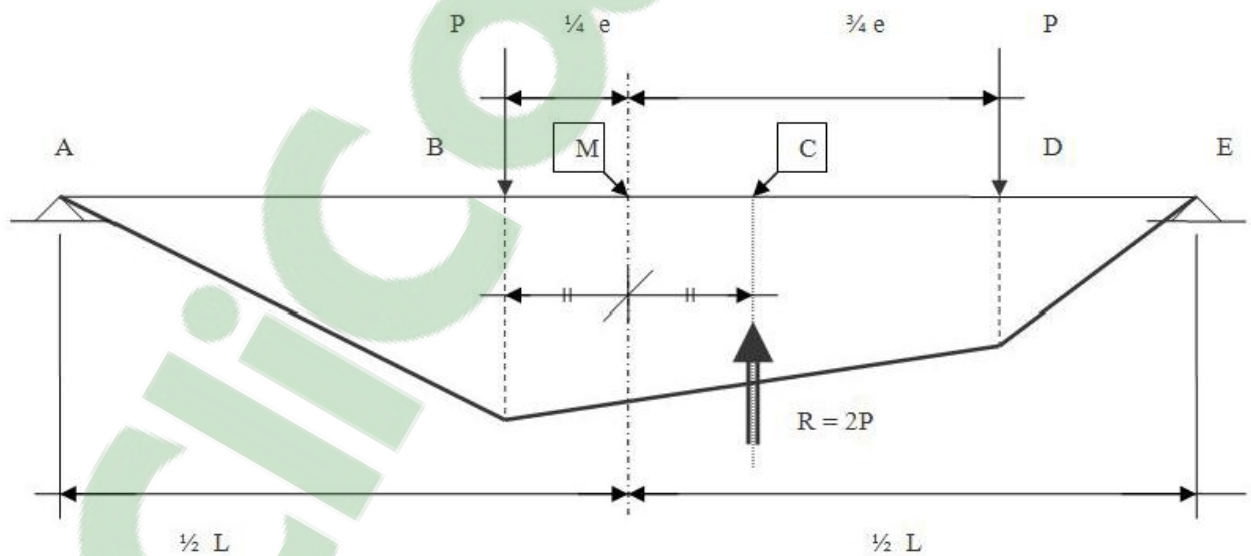
Caractéristiques géométriques :

	L(m)	$a_{min}$ (m)	b(m)	C(m)	e(m)
Pont roulantI	10	0,66	0,15	0,20	2,5
Pont roulantII	10	0,76	0,17	0,26	2,5

## 3. Description générale du calcul :

Le moment maximum est déterminé par le théorème de BARRE :

$$M_{max}=M_B = P \cdot \frac{(L-\frac{e}{2})^2}{4L}$$



#### 4. Définition des charges et coefficients :

##### A) charges :

Un pont roulant exerce par l'intermédiaire de ses galets des efforts sur les voies de roulement.

Ces efforts sont transmis des voies aux fondations par les poutres de roulement et par la structure principale du bâtiment support. Par commodité on considère leurs composantes dans trois directions :

- ❖ actions verticales ( $R_{v \max}$ )
  - le poids du pont, du chariot et de la charge soulevée.
  - le poids propres des poutres de roulement.
  - les surcharges des passerelles si elles existent
- ❖ actions horizontales longitudinales, parallèles à l'axe de la voie de roulement ( $R_{L \max}$ ) :
  - freinage longitudinal (de translation)
  - effet de tamponnement.
  - vent sur pont s'il est à l'extérieur du hangar
- ❖ actions horizontales transversales, perpendiculaires à la voie de roulement.
  - réactions verticales provoquées par le roulement
  - freinage de direction
  - vent sur les poutres dans le cas de roulement à l'extérieur du hangar

##### B) Coefficients :

selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients « C » et «  $\varphi$  »

C : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.

C=0,20 (pour pont d'atelier à crochet II)

$\varphi$  : coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

$\varphi_1$  : chemin de roulement.

$\varphi_1=1,15$  (pour pont d'atelier à crochet II)

$\varphi_2$  : support du chemin de roulement.

$\varphi_2=1,05$  (pour pont d'atelier à crochet II)

#### 5. Calcul des réactions des galets d'un pont roulant :

##### ▪ Charges statiques (réaction par galet) :

	$R_{min}$ (KN)	$R_{max}$ (KN)
Pont roulant I	7,4	36,9
Pont roulant II	10,5	55,6

##### ▪ Charges verticales ( $R_{V \max}$ ) :

$$R_{V \max} = \varphi_1 \cdot R_{max}$$

$$R_{V \min} = \varphi_2 \cdot R_{min}$$

	$R_{V \min}$ (KN)	$R_{max}$ (KN)
Pont roulant I	8,51	42,44
Pont roulant II	12,08	63,94



▪ Charges horizontales longitudinales ( $R_{Lmax}$ ) :

$$R_{Lmax} = C \cdot R_{max}$$

$$R_{Lmin} = C \cdot R_{min}$$

	$R_{Lmin}$ (KN)	$R_{Lmax}$ (KN)
Pont roulantI	1,48	7,38
Pont roulantII	2,1	11,12

▪ Charges horizontales transversales ( $R_{Hmax}$ ) :

CTICM recommande les deux cas suivants :

❖ Cas du chariot au milieu de la portée du pont roulant :

$$R_{H1max} = 0,024(P_{pont} + P_{chariot} + Q_{charge}) \frac{P}{a} + 0,021(Q_{charge} + P_{chariot})$$

$$R_{H1min} = 0,024(P_{pont} + P_{chariot} + Q_{charge}) \frac{P}{a} - 0,021(Q_{charge} + P_{chariot})$$

❖ Cas du chariot à distance minimale du chemin de roulement :

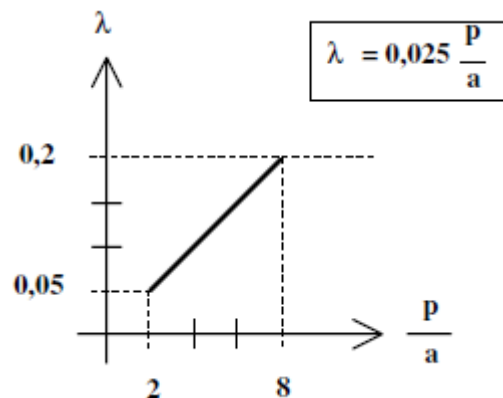
$$R_{H2max} = 0,0052(5 \cdot P_{pont} + P_{chariot} + Q_{charge}) \frac{P}{a} + 0,021(Q_{charge} + P_{chariot})$$

$$R_{H2min} = 0,0052(5 \cdot P_{pont} + P_{chariot} + Q_{charge}) \frac{P}{a} - 0,021(Q_{charge} + P_{chariot})$$

Les premiers membres de ces formules correspondent aux efforts induits par la marche en biais ou encore appelée marche en crabe du pont roulant, les deuxièmes membres de ces formules correspondent aux efforts dus au freinage du chariot chargé.

Les premiers membres de ces formules correspondent aux efforts induits par la marche en biais ou encore appelée marche en crabe du pont roulant, les deuxièmes membres de ces formules correspondent aux efforts dus au freinage du chariot chargé.

Sachant que :



	$P_{pont}$ (KN)	$P_{chariot}$ (KN)	$Q_{charge}$ (KN)	L(m)	$a_{min}$
Pont roulantI	50	5	64	10	0,66
Pont roulantII	56	5	100	10	0,76

On obtient :

	$R_{H1\ max}$ (KN)	$R_{H1\ min}$ (KN)	$R_{H2\ max}$ (KN)	$R_{H2\ min}$ (KN)
Pont roulantI	48,63	19,80	29,00	26,13
Pont roulantII	58,13	18,98	31,18	26,77

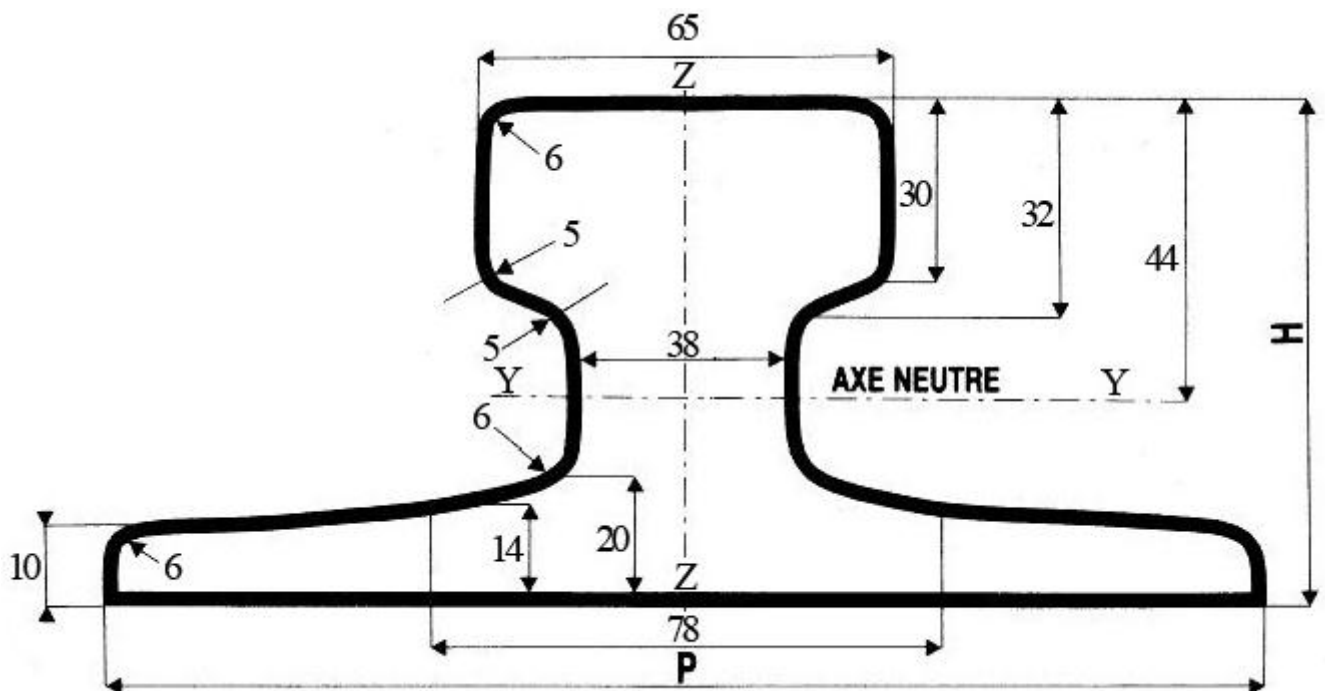
Récapitulation des résultats des réactions :

	Réaction	R(KN)	$R_V$ (KN)	$R_L$ (KN)	$R_{H1}$ (KN)	$R_{H2}$ (KN)
Pont roulantI	Max	36,9	42,44	7,38	48,63	29
	Min	7,4	8,51	1,48	19,80	26,13
Pont roulantII	Max	55,6	63,94	11,12	58,13	31,18
	Min	10,5	12,08	2,10	18,98	26,77

### 6.Choix du rail :

$R_{max}=55,6$  KN

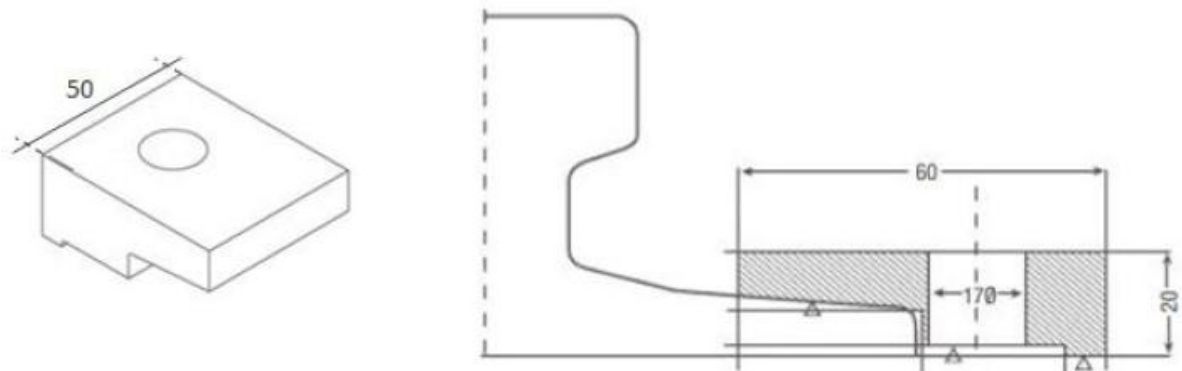
Prenons des rails en acier de type A65 :



	Poids(kg/m)	H(mm)	P(mm)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{ely}$ (cm <sup>3</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )
A65	43,5	75	175	608	319	69,6	55,4

### 7. Fixation du rail sur la poutre de roulement :

Le rail est fixé sur la poutre de roulement à l'aide d'une attache appelée Crapaud,



### 8. Dimensionnement de la poutre de roulement

Le calcul de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus défavorables, est celle du pont roulant II.

#### 8.1. Condition de flèche

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche.

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut vérifier donc que :

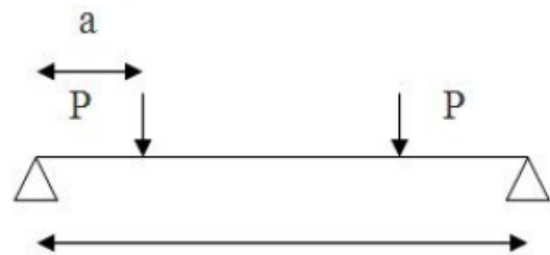
$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{750} = \frac{600}{750} = 0,8$$

On prendra compte seulement la première travée où la flèche maximale a lieu, car l'influence des charges est faible pour les autres travées, ça sera suffisant.

la méthode consiste à superposer les flèches causées par :

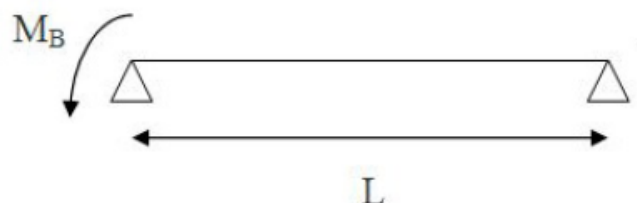
#### ❖ les deux charges sur galets :

$$f_1 = \frac{P \cdot a \cdot L^2}{24 \cdot E \cdot I} \left( 3 - \frac{4 \cdot a^2}{L^2} \right)$$



#### ❖ le moment sur appuis :

$$f_2 = - \frac{|M_B| \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I}$$



Avec :

$$M_B = P \frac{(L - e/2)^2}{4 \cdot L} = 55,6 \frac{(6 - 0,76/2)^2}{4 \cdot 6} = 73,17 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow f_2 = - \frac{|M_B| \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I}$$

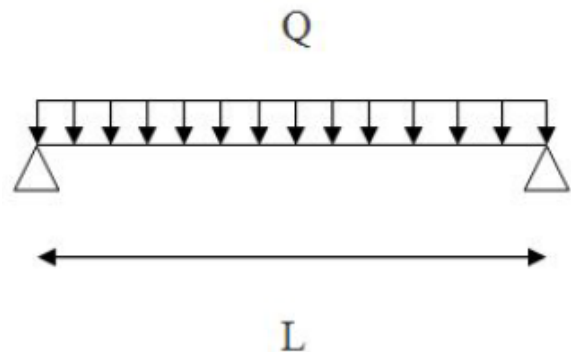
## ❖ le poids propre de la poutre :

$$f_3 = \frac{5 \cdot Q \cdot L^2}{384 \cdot E \cdot I}$$

Avec :

Q : poids propre de la poutre, plus le poids propre du rail

$$Q = P_p(\text{poutre}) + P_p(\text{rail})$$



Prenons une poutre HEB300 :

$$I_y = 25\,170 \text{ cm}^4$$

$$P_p(\text{poutre}) = 1,17 \text{ KG/m}$$

$$P_p(\text{rail}) = 43,5 \text{ KG/m}$$

$$\rightarrow Q = 1,6 \text{ KN/m}$$

Avec :

$$E \cdot I = (2,1 \cdot 10^7) \cdot (25\,170 \cdot 10^{-8})$$

$$E \cdot I = 52\,857 \text{ KN/m}^2$$

$$f = f_1 + f_2 + f_3$$

$$f = \frac{1}{E \cdot I} \left[ \frac{P \cdot a \cdot L^2}{24} \left( 3 - \frac{4 \cdot a^2}{L^2} \right) - \frac{|M_B| \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I} + \frac{5 \cdot Q \cdot L^2}{384 \cdot E \cdot I} \right]$$

$$f = \frac{1}{52\,857} \left[ \frac{55,6 \cdot 2,7 \cdot 6^2}{24} \left( 3 - \frac{4 \cdot (2,7)^2}{6^2} \right) - \frac{73,17 \cdot 6^2}{16} + \frac{5 \cdot 1,6 \cdot 6^2}{384 \cdot E \cdot I} \right] = 6,23 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 0,623 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm}$$

**condition de fleche vérifiée par le profile HEB300**

HEB300	P(KG/m)	h(mm)	b(mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	r(mm)	A(cm <sup>2</sup> )
	117	300	300	11,0	19	27	149,1

$$W_{pl y} = 1869 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 25\,170 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl z} = 870,10 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 8563 \text{ cm}^4$$

**8.2. Classe du profilé :****a-classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

$$\frac{300 - 2(19 + 27)}{11} \leq 72 \cdot 0,81$$

$$18,91 < 58,32 \quad \text{l'âme est de classe I}$$

**b-classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{150}{19} \leq 10 \cdot (0,81)$$

$$7,89 < 8,1 \quad \text{la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale est de classe I

**8.3. Résistance du profilé sous charges verticales :**  
**a-vérification de la flexion à l'ELU :**

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

$$M_{c\ Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{1869 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,1}$$

$$M_{c\ Rd} = 603,18 \text{ KN.m}$$

$M_{y\ sd}$  : moment sollicitant dû à  $R_V$  et au poids propre du chemin de roulement

- Moment dû à la réaction  $R_V$  :

$$M_V = R_V \max \frac{(L-e/2)^2}{4.L} = 63,94 \frac{(6-2,7/2)^2}{4.6}$$

$$M_V = 57,60 \text{ KN.m}$$

- Moment dû au poids propre (HEB300+RailA65):

$$M_{Pp} = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{(1,17 + 0,435) \cdot 6^2}{8}$$

$$M_{Pp} = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{y\ sd} = 1,5M_V + 1,35M_{Pp}$$

$$M_{y\ sd} = 96,15 \text{ KN.m} < M_{c\ Rd} = 603,18 \text{ KN.m}$$

**condition vérifiée**

**b-Résistance de la section à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl\ Rd}$$

Avec :

$V_{pl\ Rd}$  : Résistance ultime au cisaillement

$$V_{pl\ Rd} = \frac{A_V \cdot f_y}{\gamma M_0 \sqrt{3}}$$

$$A_V = (A - 2b) \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_V = (14910 - 2 \cdot 300) \cdot 19 + (11 + 2 \cdot 27) \cdot 19$$

$$A_V = 273\ 125 \text{ mm}^2$$

d'où:

$$V_{pl\ Rd} = \frac{273\ 125 \cdot 355}{1,1 \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{pl\ Rd} = 50\ 890,47 \text{ KN}$$

$V_{sd}$  : effort tranchant sollicitant dû à  $R_V$  et au poids propre du chemin de roulement :

- Effort tranchant dû à la réaction  $R_V$  :

$$V_V = R_V \max \cdot x \cdot \frac{4}{L}$$

$$V_V = 127,88 \text{ KN}$$

- Effort tranchant dû au poids propre (HEB300 et Rail A65) :S

$$V_{PP} = \frac{G \cdot L}{4} = \frac{(1,77 + 0,435) \cdot 6}{4}$$

$$V_{PP} = 3,31 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1,5 \cdot V_V + 1,35 \cdot V_{PP}$$

$$V_{sd} = 196,29 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 196,29 \text{ KN} < V_{pl\ Rd} = 50\ 890,47 \text{ KN}$$

**condition vérifiée**

#### 8.4. Vérification sous charges horizontales :

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

Avec :

$M_{c Rd}$  : Résistance de calcul de la section transversale à la flexion.

$$M_{c Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{870,10 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,1} = 280,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{c Rd} = 280,81 \text{ KN.m}$$

$M_{sd}$  : Moment dû à la réaction  $R_{H1}$  :

$$M_H = \frac{2 \cdot R_{H1}}{L} \left( \frac{L}{2} - \frac{e}{4} \right)^2$$

$$M_H = \frac{2 \cdot 34,18}{6} \left( \frac{6}{2} - \frac{2,7}{4} \right)^2$$

$$M_H = 56,16 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_H = 56,16 \text{ KN.m} < M_{c Rd} = 280,81 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### 8.5. Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :

Si :  $\frac{d}{t_w} \leq 69 \cdot \varepsilon$ , il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{150}{11} = 13,64$$

$13,64 < 55,89$ , ce n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

#### 8.6. Résistance au déversement :

$M_{b rd}$  : Moment résistant de déversement

$$M_{b rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

-  $\beta_w = 1$  (pour les sections de classe I)

-  $\chi_{lt}$  : facteur de réduction pour le déversement

-  $\chi = \chi_{lt}$

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

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[ \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L \cdot \left[ \frac{W_{ply}}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[ \frac{L \cdot G \cdot I_t}{\pi \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

$C_1$  : facteur d'encastrement de conditions de charge et d'encastrement

$$C_1 = 1,046$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/cm}^2$$

[MULTI SOFIANE]

$I_t$  : moment d'inertie de torsion

$$I_t = 185 \text{ cm}^4$$

$I_w$  : moment d'inertie de gauchissement.

$$I_w = 1988.10^6 \text{ cm}^6$$

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

$$I_z = 8563 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$\lambda_{lt} = 2,05$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 76,06 \rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = 2,69.10^{-2}$$

$$\Phi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\Phi_{lt} = 0,48$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{lt} = 1,04$$

Avec :  $\alpha_{lt} = 0,21$

D'où :

$$M_{brd} = \frac{1,04.1.1869.355}{1,1}$$

$$M_{brd} = 627,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{y sd} = 96,15 \text{ KN.m} < M_{brd} = 627,30 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

### 8.7. Résistance de l'âme aux charges transversales :

#### 8.7.1. Résistance à l'écrasement :

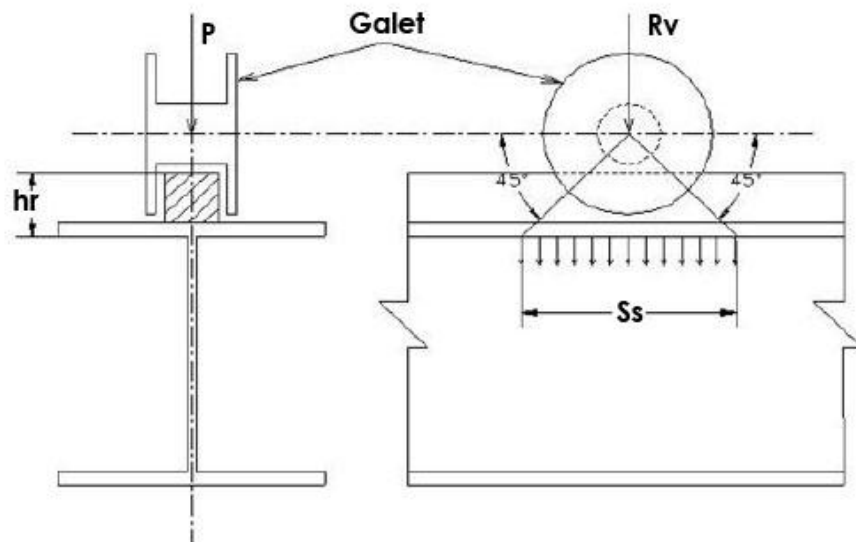
$$f_{sd} \leq R_y R_d$$

Avec :

$R_y R_d$  : l'effort résistant à l'écrasement

$$R_y R_d = S_y \cdot t_w \cdot \frac{f_y w}{\gamma_m l}$$

$$S_y = 2(h_R + t_f) \sqrt{[1 - (\gamma_m 0 \cdot \sigma_{f Ed} / f_{y f})]^2}$$



$f_{yw}$  : nuance de l'acier du rail

$f_{yf}$  : nuance de l'acier des galets

$h_R$  : la hauteur de rail

$h_R = 75 \text{ mm}$

$t_f$  : Hauteur le l'âme

$t_f = 19 \text{ mm}$

$$\sigma_{fEd} = \frac{M_{yEd}}{W_{ely}} = 0,057$$

$$\sigma_{fEd} = 57 \text{ N/mm}$$

D'où :

$$S_y = 2(75+19) \sqrt{[1 - (1,157./200)]^2}$$

$$S_y = 178,52 \text{ mm}$$

$$R_{yrd} = 178,52 \cdot 11,370 / 1,1$$

$$R_{yrd} = 660,52 \text{ KN}$$

$$R_{Vmax} < R_{yrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 8.7.2. Vérification à l'enfoncement local :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\begin{aligned} f_{sd} &\leq R_{aRd} \\ M_{sd} &\leq M_{CRd} \\ \frac{f_{sd}}{R_{aRd}} + \frac{M_{sd}}{M_{CRd}} &\leq 1 \end{aligned}$$

Avec :

$$R_{aRd} = 0,5 t_w^2 (E \cdot f_{yw})^{0,5} \cdot \left[ \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^{0,5} + \left( \frac{t_w}{t_f} \right) \left( \frac{S_s}{d} \right) \right] / \gamma_m 1$$

$$R_{aRd} = 60,5 (27874,72) \cdot \left[ \left( \frac{19}{11} \right)^{0,5} + \left( \frac{11}{19} \right) \left( \frac{86,63}{225} \right) \right] / 1,1$$

$$R_{aRd} = 3658,09 \text{ KN}$$

$$M_{CRd} = 234,11 \text{ KN}$$

D'où :

$$\begin{aligned} f_{sd} &< R_{aRd} \quad \text{Vérifiée} \\ M_{sd} = 96,15 \text{ KN.m} &\leq M_{CRd} = 234,11 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée} \\ \frac{f_{sd}}{R_{aRd}} + \frac{M_{sd}}{M_{CRd}} &= 0,43 < 1 \quad \text{Vérifiée} \end{aligned}$$

### 8.7.3. Résistance au voilement :

$$b_{eff} \leq b$$

$$b_{eff} = \sqrt{(h^2 + S_s^2)}$$

$$b_{eff} = \sqrt{(115600 + 7504,75)}$$

$$b_{eff} = 350,86 \text{ mm} < b = 300 \text{ mm} \quad \text{Condition NON vérifiée}$$

L'âme ne résiste pas au voilement local, on rajoute donc des raidisseurs transversaux d'une épaisseur de 10mm, soudés avec un cordon de soudure de 8mm, chaque 1m le long du chemin de roulement.



**8.7.4. Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

$A_w$  : aire de l'âme

$$A_w = t_w(h - 2t_f) = 11(300 - 2(19))$$

$$A_w = 2882 \text{ mm}^2$$

$A_{fc}$  : aire de la semelle comprimée

$$A_{fc} = b \cdot t_f = 300 \cdot 19$$

$$A_{fc} = 5700 \text{ mm}^2$$

$F_{yt}$  : limite d'élasticité de la semelle comprimée

$$F_{yt} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$E$  : module d'élasticité

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$K = 0,3$  (pour les semelles de classe I)

$$\left\{ \begin{array}{l} K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \frac{210\,000}{355} \sqrt{\frac{2882}{5700}} = 126,19 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{150}{11} = 13,64 \end{array} \right.$$

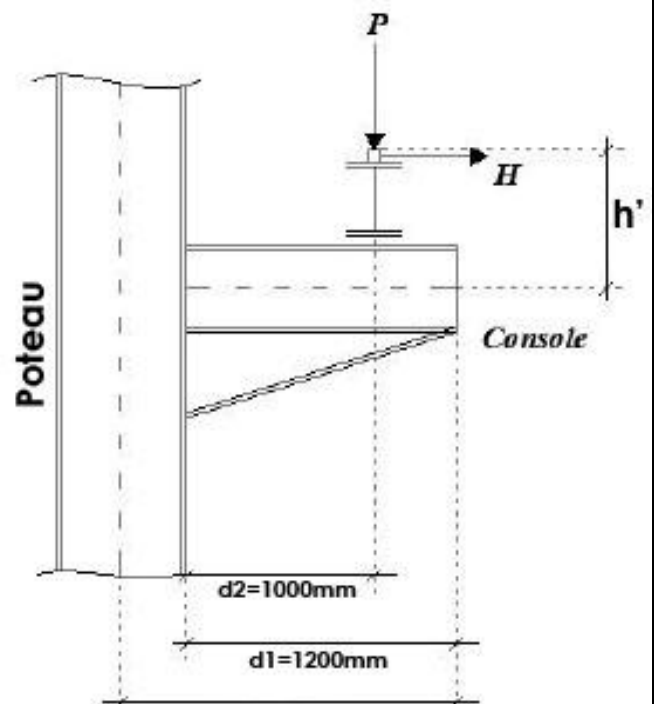
$$\frac{d}{t_w} = 13,64 < K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 126,19$$

condition vérifiée

**9. Calcul du support du chemin de roulement :**

Le chemin de roulement est appuyé sur des consoles encastrées aux poteaux, il est sollicité par :

- son poids propre
- poids propre de la poutre de roulement et des rails
- les actions verticales et horizontales des galets du pont roulant



[MULTI SOFIANE]

### 9.1. Charges verticales :

**a-charge verticale non-pondérée :**

$$\dot{P} = Q \cdot l + R_{\max} \left( 2 - \frac{e}{l} \right) \varphi_2$$

**b-charge verticales pondérée :**

$$P = 1,35 \cdot Q \cdot l + 1,5 \cdot R_{\max} \left( 2 - \frac{e}{l} \right) \varphi_2$$

$$\text{HEA260} \rightarrow P_1 = 68,2 \text{ Kg/m}$$

$$q_1 = 68,2 \times 1,2 \text{ m} = 81,84 \text{ Kg}$$

$$q_1 = 0,82 \text{ Kg}$$

$$\text{HEB300} \rightarrow P_2 = 117 \text{ Kg/m}$$

$$q_2 = 117 \times 6 = 702 \text{ Kg} = 7,02 \text{ KN}$$

$$\text{A62} \rightarrow P_3 = 43,5 \text{ Kg/m}$$

$$q_3 = 43,5 \times 6 = 261 \text{ Kg} = 2,61 \text{ KN}$$

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 = 10,45 \text{ KN}$$

$$\dot{P} = 9,63 + 55,6 \left( 2 - \frac{2,7}{6} \right) 1,05$$

$$\dot{P} = 100,12 \text{ KN}$$

$$P = 1,35(9,63) + 1,5 \left[ 55,6 \left( 2 - \frac{2,7}{6} \right) 1,05 \right]$$

$$P = 13 + 133,73 = 146,73$$

$$P = 146,73 \text{ KN}$$

### 9.2. Charges horizontales :

$$H = 1,5 R_{H \max} \left( 1 - \frac{e}{l} \right) \varphi_2$$

$$H = 1,5 \cdot 31,18 \left( 1 - \frac{2,7}{6} \right) \cdot 1,05$$

$$H = 27 \text{ KN}$$

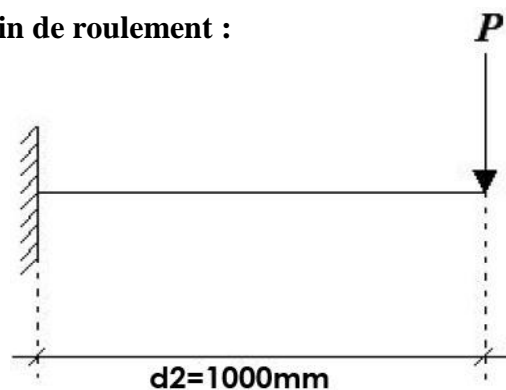
### 9.3. Dimensionnement du support du chemin de roulement :

$$f = \dot{P} \frac{d^3}{3 \cdot E \cdot I} \leq \frac{d}{500}$$

$$\rightarrow I \geq \frac{\dot{P} \cdot d^2 \cdot 500}{3 \cdot E}$$

$$I \geq \frac{100,12 \cdot 1000^2 \cdot 500}{3 \cdot 210 \cdot 000} = 79460320 \text{ mm}^4$$

$$I \geq 7946,03 \text{ cm}^4$$



On prend donc, un profilé HEA300 pour le support du chemin de roulement

$$I_{HEA260} = 10\,460\text{cm}^4 > 7946,03\text{cm}^4$$

HEA300	P(KG/m)	h(mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r(mm)	A(cm <sup>2</sup> )
	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5

$$W_{ply} = 1\,260,00\text{cm}^3$$

$$W_{plz} = 641,20\text{cm}^3$$

$$I_y = 18\,260\text{cm}^4$$

$$I_z = 6310\text{cm}^4$$

### 9.3.1. Classe de la section transversale :

a-classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

$$\frac{208}{8,5} \leq 72 \cdot 0,81$$

$$24,47 < 58,32 \quad \text{l'âme est de classe I}$$

b-Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{300/2}{12,5} \leq 8,1 \quad \text{la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale est de classe I

### 9.3.2. Vérification du profilé HEA240, au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

A<sub>w</sub> : aire de l'âme

$$A_w = t_w(h - 2t_f) = 8,5(290 - 2 \cdot 14)$$

$$A_w = 2227\text{mm}^2$$

A<sub>fc</sub> : aire de la semelle comprimée

$$A_{fc} = b \cdot t_f = 290 \cdot 14$$

$$A_{fc} = 4060\text{mm}^2$$

F<sub>yt</sub> : limite d'élasticité de la semelle comprimée

$$F_{yt} = 355\text{N/mm}^2$$

E = module d'élasticité

$$E = 210\,000\text{ N/mm}^2$$

K = 0,3 (pour les semelles de classe II)

$$\begin{cases} K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 131,43 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47 \end{cases}$$

$$\frac{d}{t_w} = 24,47 < K \cdot \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 131,43 \quad \text{condition vérifiée, HEA300 assure la}$$

**stabilité au flambement**

**9.3.3. Vérification des contraintes :**

$$V_{pl Rd} = \frac{A_V \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$A_V$  : aire de cisaillement pour les profilés en H

$$A_V = 1,04 \cdot h \cdot t_w = 2563,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl Rd} = \frac{2563,6 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,1} = 477\,667,07 \text{ N}$$

$$V_{pl Rd} = 477,67 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = P = 146,73 \text{ KN} < 0,5 \cdot V_{pl Rd} = 0,5 \cdot 477,67 = 238,84 \text{ KN}$$

$$M_{V Rd} = \left( W_{ply} - \rho \cdot \frac{A_V^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

Avec:

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{V_{sd}}{V_{pl Rd}} - 1 \right)^2 = \left( 2 \cdot \frac{238,84}{477,67} - 1 \right)^2$$

$$\rho = 4,38 \cdot 10^{-10}$$

$$\rightarrow M_{V Rd} = 383,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = P \cdot l = 146,73 \text{ KN.m} < M_{V Rd} = 383,73$$

KN.m

**9.3.4. Vérification de la fleche:**

$$f_{max} \leq f_{adm} = \frac{d}{500} = 0,2 \text{ cm}$$

$$d = 1000 \text{ mm}$$

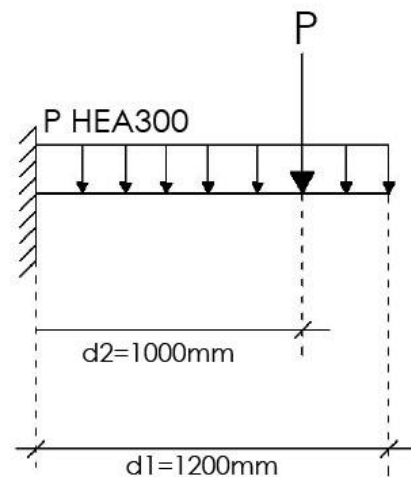
$$f_{max} = \frac{\dot{P} \cdot d_2^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{P_p \cdot HEA300 \cdot d_1^4}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$f_{max} = \frac{100,12 \cdot 1000^3}{3 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 182600000} + \frac{0,682 \cdot 1200^4}{8 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 182600000}$$

$$f_{max} = 5 \cdot 10^{-6} \text{ mm} = 5 \cdot 10^{-5} \text{ cm}$$

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad \text{condition vérifiée}$$

146,73 KN.m



## CHAPITRE 5 : Dimensionnement des éléments porteurs

### 1. Dimensionnement du plancher mixte :

#### 1.1. Introduction :

Notre plancher mixte de l'étage R+1, est situé entre les deux derniers portiques (portique 6 et 7), à 3 mètres de hauteur. Avec une surface de (6x36)m<sup>2</sup>.cette espace est dédié aux bureaux pour les les personnes qui travaillent dans notre structure.

#### 1.2. Caractéristiques des éléments constructifs :

##### 1.2.1. L'acier :

-Prenons des solives en profilé IPE330 :

IPE330	P(KG/m)	h(mm)	b(mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r(mm)	A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	11 770

-Module de YOUNG :

$$E_a=210\ 000\ \text{MPa}$$

-Limite d'élasticité de traction :

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

-Limite d'élasticité de cisaillement :

$$\tau=0,58. f_y=136,3\ \text{MPa}$$

##### 1.2.2. Le béton :

- La résistance caractéristique à la compression :

$$f_{c28}=25\ \text{MPa}$$

- La résistance caractéristique à la traction :

$$f_{t28}=0,06. f_{c28}+0,6=2,1\ \text{MPa}$$

-Masse volumique :

$$\rho=2500\ \text{Kg/m}^3$$

-Le coefficient de retrait :

$$\varepsilon=2.10^{-4}$$

### 1.3. Etude du plancher mixte (étage des bureaux) :

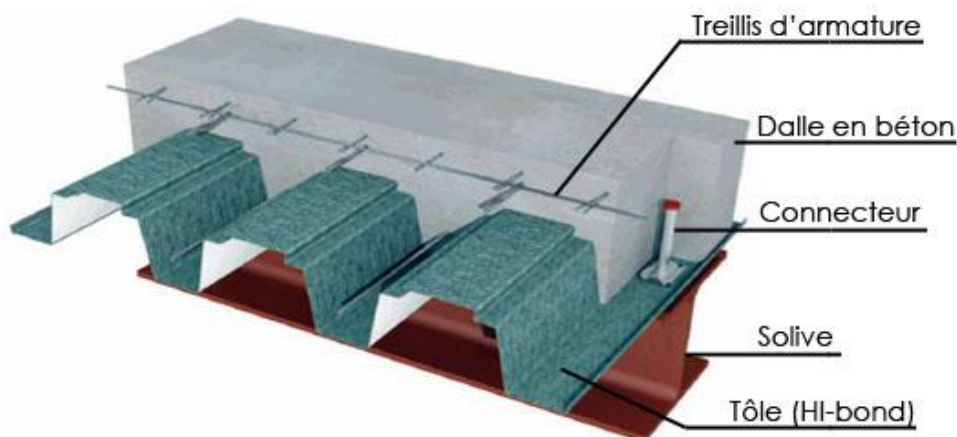


Figure :Composition du plancher mixte

**1.3.1. Dimensionnement des solives :****1.3.1.1. Cas des solives lors du montage****1.3.1.1.1 Détermination des sollicitations sur les solives lors du montage :**

Le plancher doit supporter les charges dues au poids propre de la poutre elle même , du poids propre du béton avant durcissement et la charge d'exploitation des ouvriers :

- Charges permanentes :
  - Solive :  $G_{Solive}=0,491$  KN/ml
  - Dalle en béton :  $G_{béton}=25.(0,08).esp=2(1,5)=3,00$  KN/ml  
(0,08m : épaisseur de la dalle en Béton)
  - Tôle (KI-bond) :  $G_{Tôle}=0,0956.esp=0,0956(1,5)=0,1434$  KN/ml
  - G totale =3,64 KN/ml
- Surcharges d'exploitation:
  - $Q=1.esp = 1.(1,5) = 1,5$  KN/ml
  - Avec:  $Q=1$  KN/m<sup>2</sup> (Personnel et petit outillage)
- Charges non-pendérées :
  - $q_s=G+Q = 4,64$  KN/ml
- charges pendérées :
  - $q_u=1,35G+1,5Q = 6,41$  KN/ml

**1.3.1.1.2. Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^2}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$0,0001\text{m} < 0,024\text{m}$$

conditions vérifiées

**1.3.1.1.3. Vérification de la résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{pl Rd}$$

$$q_u \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$28,85 < 804,30 \frac{235}{1,1} 10^3 \cdot 10^{-6}$$

$$28,85 < 171,83\text{KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

**1.3.1.1.4. Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl Rd}$$

$$q_u \frac{L}{2} < 0,58 \cdot f_y \cdot \frac{A_v}{\gamma_{m0}}$$

$$19,23 < 0,58 \cdot 235 \cdot \frac{30,81}{1,1}$$

$$19,23 \text{ KN} < 381,76 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

**1.3.1.2. Cas des solives après exécution****1.3.1.2.1. Détermination des sollicitations sur les solives après exécution :**

Le plancher doit supporter les charges dues au poids propre de la poutre elle même , du poids propre du béton après durcissement et la charge d'exploitation des personnes qui circulent dans les bureaux :

- Charges permanentes :
  - Solive :  $G_{Solive}=0,491$  KN/ml
  - Dalle en béton :  $G_{béton}=25.(0,08).esp=2(1,5)=3,00$  KN/ml  
(0,08m : épaisseur de la dalle en Béton)

-Tôle (KI-bond) :  $G_{Tôle}=0,0956 \cdot esp=0,0956(1,5)=0,1434 \text{ KN/ml}$   
 $G \text{ totale}=3,64 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation:  
 $Q=2,5 \cdot esp = 2,5 \cdot 1,5 = 3,75 \text{ KN/ml}$   
Avec:  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$  (Personnel dans les bureaux)
- Charges non-pendérées :  
 $q_s=G+Q = 6,14 \text{ KN/ml}$
- charges pendérées :  
 $q_u=1,35G+1,5Q = 8,66 \text{ KN/ml}$

**1.3.1.2.2. Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^2}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$0,0011\text{m} < 0,024\text{m}$  conditions vérifiées

**1.3.1.2.3. Vérification de la résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$q_u \frac{L^2}{8} \leq W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow 39 < 804,30 \frac{235}{1,1} 10^3 \cdot 10^{-6}$$

$39 \text{ KN} < 171,83 \text{ KN.m}$  condition vérifiée

**1.3.1.3. remarque :**

On peut remarquer, que la charge d'exploitation après exécution ( $2,5 \text{ KN/m}^2$ ) est plus défavorable par rapport à celle de lors du montage ( $1 \text{ KN/m}^2$ ). on peut donc dimensionner les poutres principales en considérant le premier cas..

**CHAPITRE 5 : Dimensionnement des éléments porteurs**

**1. Dimensionnement du plancher mixte :**

**1.3.2.1. Calcul de la longueur participante du béton :**

on note par «  $b_{eff}$  », la largeur de la dalle en béton participante à l'inertie global de la section mixte.

$$b_{eff} = \min\left(\frac{2 \cdot L_0}{8}, b\right)$$

$b_{eff}$  : largeur de la dalle en béton participante à l'inertie de la section

$b_{eff}=1,5\text{m}$

**1.3.2.2. Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$d = \frac{b \cdot t + n \cdot t \cdot h}{n + 2 \cdot S}$$

avec :

$n$  : coefficient d'équivalence acier/béton donné par :

$$n = \frac{E_a}{E_c}$$

$E_a$  : Module d'équivalence de l'acier

$E_c$  : Module d'équivalence de l'acier

$$E_c = E_{cm} / 2$$

$E_{cm}$  :valeur du module sécant d'élasticité

$E_{cm}=3050 \text{ daN/mm}^2$  (pour le béton C25/30)

$$n = \frac{210\,000}{30500/2} = 13,77$$

La section mixte :

$A=62,6 \text{ cm}^2$  (IPE 330)

La section du béton :

$B=t.b=0,08.1,5$

$B= 0,12 \text{ m}^2$

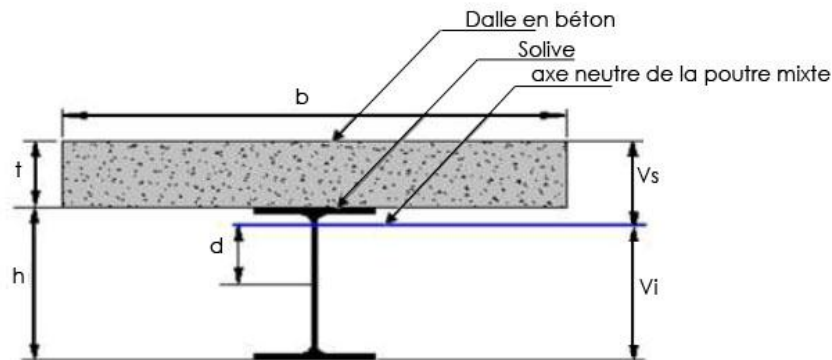
$$S = A + \frac{B}{n} = 149,75 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b.t}{n} \frac{t+h}{2.S} = \frac{150.8}{13,77} \frac{8+33}{2.149,75}$$

$d=12,17 \text{ cm}$

$$d < h/2 \rightarrow 12,17 < \frac{33}{2} = 16,5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} v_i = \frac{h}{2} + d = 28,67 \text{ cm} \\ v_s = \frac{h}{2} + t - d = 12,33 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figure:** dimensions du plancher mixte, et situation de l'axe neutre

→ l'axe neutre se trouve dans la solive

### 1.3.2.3. Calcul du moment d'inertie :

$$I = I_a + A \cdot d^2 + \frac{b_{eff}.t^3}{12.n} + \frac{b_{eff}.t}{12.n} \left( \frac{t+d}{2} - d \right)^2$$

$I_a$  :Moment d'inertie de la solive

$$I_a = I_y = 11770 \text{ cm}^4$$

$$I = 11770 + 62,6.16,5^2 + \frac{150.8^3}{12.13,77} + \frac{150.8}{16,5} \left( \frac{8+16,5}{2.13,77} - 16,5 \right)^2$$

$$I = 47000,11 \text{ cm}^4$$



**1.3.2.4. Le moment fléchissant maximum :**

$$M_{max} = q_u \cdot \frac{L^2}{8} = 8,66 \frac{6^2}{8}$$

$$M_{max} = 39 \text{ KN.m}$$

**1.3.2.5. Les contraintes de flexion :**

▪ **Dans l'acier :**

-Contrainte de traction sur la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_{a \text{ inf}} = \frac{M_{max}}{I} V_i = \frac{3900}{47000,11} 28,67 \rightarrow \sigma_{a \text{ inf}} = 23,79 \text{ MPa}$$

-Contrainte de compression sur la semelle supérieure :

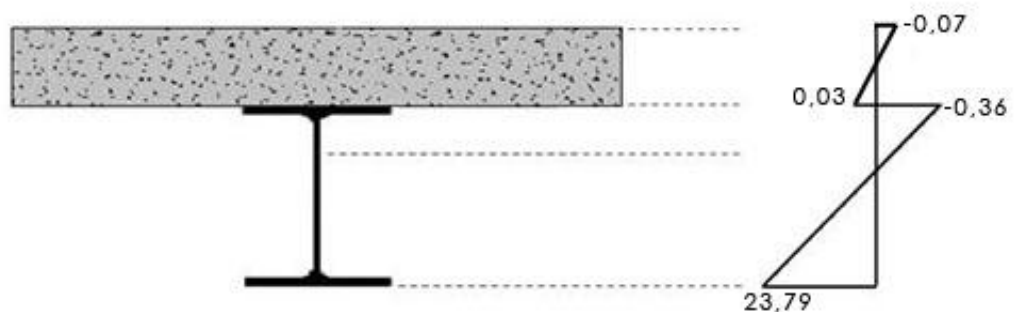
$$\sigma_{a \text{ sup}} = \frac{M_{max}}{I} (V_s - t) \rightarrow \sigma_{a \text{ sup}} = -0,36 \text{ MPa}$$

▪ **Dans le béton :**

-Contrainte de traction sur les fibres inférieures de la dalle :

$$\sigma_{b \text{ inf}} = \frac{M_{max}}{n.I} (V_s - t) \rightarrow \sigma_{b \text{ inf}} = 0,03 \text{ MPa}$$

-Contrainte de compression sur les fibres supérieures de la dalle :



$$\sigma_{b \text{ sup}} = \frac{M_{max}}{n.I} V_s \rightarrow \sigma_{b \text{ sup}} = -0,07 \text{ MPa}$$

**Figure :** Diagramme des contraintes de flexion

**1.3.2.6. Contraintes additionnelles de retrait :**

Le durcissement du béton est accompagné par un retrait, qui va essayer de comprimer la partie d'acier..

-un raccourcissement  $\epsilon_a$  de la poutre en acier.

-allongement  $\epsilon_a$  de la dalle en béton par rapport à la position d'équilibre.

$$\beta \frac{h+t}{2} \rightarrow \beta = 20,5$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} \rightarrow \alpha = \frac{11\,770}{62,6 \cdot 20,5} = 9,17$$

$$E_a \cdot \epsilon = 210\,000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot A}{(n \cdot I_a \cdot A) + (B \cdot I_a) + (B \cdot A \cdot \beta^2)} = 132\,809,69 \text{ KN/m}^3$$

$$K = 0,13 \text{ KN/cm}^3$$

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha \rightarrow Z_1 = \frac{330}{2} + 91,7 = 256,7 \text{ mm}$$

$$Z_1 = 25,67 \text{ cm}$$

$$Z_2 = Z_1 + t \rightarrow Z_2 = 25,67 + 8$$

$$Z_2 = 33,67 \text{ cm}$$

### 1.3.2.7. Les contraintes de retraits sont:

- Dans l'acier :

-contraintes de compression de la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_{a_i} = K(h - Z_1) = 0,13(33 - 25,67) = 0,95 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{a_i} = 9,5 \text{ MPa}$$

-contraintes de compression de la semelle supérieure de la poutre :

$$\sigma_{a_s} = K \cdot Z_1 = 0,13 \cdot 25,67 = 3,34 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{a_s} = 33,4 \text{ MPa}$$

- Dans le béton :

-contraintes de compression des fibres inférieures de la poutre :

$$\sigma_{b_i} = \frac{1}{n}(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Z_2) = \frac{1}{13,77}(21000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,13 \cdot 33,67) = -0,013 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{b_i} = -0,13 \text{ MPa}$$

-contraintes de compression des fibres supérieures de la poutre :

$$\sigma_{b_s} = \frac{1}{n}(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Z_1) = \frac{1}{13,77}(21000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,13 \cdot 25,67) = 0,063 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{b_s} = 0,63 \text{ MPa}$$

### 1.3.2.8. Cumul des contraintes :

- L'acier :

$$\sigma_{a_i} = 23,79 + 9,5 = 33,29 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{a_s} = -0,36 + 33,4 = 33,04 \text{ MPa}$$

- Béton :

$$\sigma_{b_i} = 0,03 - 0,13 = -0,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b_s} = -0,07 + 0,63 = 0,54 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 12,4 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

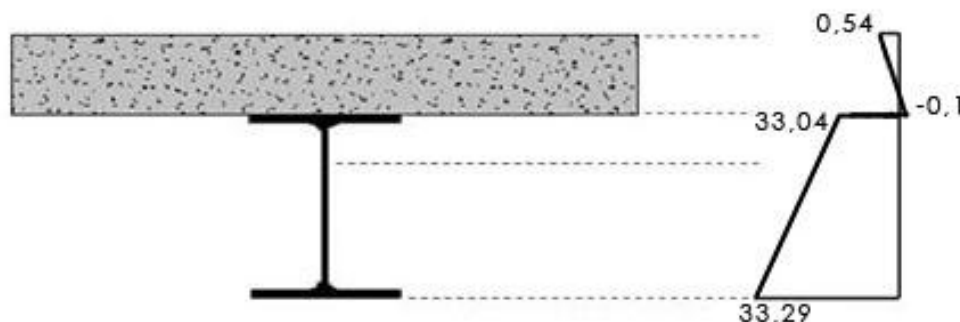


Figure : Diagramme des cumuls des contraintes

**1.3.2.9. Vérifications :**

**1.3.2.9.1. Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl Rd}$$

$$\frac{q_{u \cdot l}}{2} \leq \frac{0,58 \cdot A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$47,34 \text{ KN} < 775,67 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

**1.3.2.9.2. Vérification de la flexion :**

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

$$\frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$0,0077\text{m} < 0,024\text{m} \quad \text{condition vérifiée}$$

**1.3.2.10. Calcul des connecteurs :**

Pour que le béton et l'acier collaborent, il ne faut pas avoir de glissement entre eux c'est la raison pour la quelle on ajoute des connecteurs à l'acier

Caractéristiques des connecteurs :

$$D=19\text{mm}$$

$$H=100\text{mm}$$

$$f_y=275 \text{ MPa}$$

$$f_u=430 \text{ MPa}$$

**1.3.2.11. calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur:**

$$P_{Rd} = \min\left(\frac{0,8 \cdot f_u}{\gamma_V}, \pi \frac{d^2}{4}, 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_{CK} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V}\right)$$

Avec :

$P_{Rd}$  : Résistance au cisaillement

d : diamètre du connecteur

$$d=19\text{mm}$$

$E_{cm}$  : Module sécant moyen du béton

$$E_{cm}=30500\text{MPa}$$

$$\gamma_V=1,25$$

$f_u$  : contrainte ultime nominale.

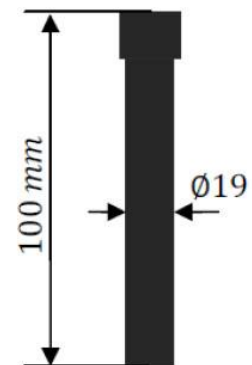
**Figure :** type de connecteurs

$F_{CK}$  : Résistance caractéristique du béton

$$F_{CK}=25 \text{ MPa}$$

$$\alpha=1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{100}{19} = 5,26 > 4$$

$$P_{Rd}=73,31 \text{ KN}$$



**1.3.2.12. Calcul de l'effort de cisaillement :**

$$f_{cf} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$A_a$  : section du profilé (solive IPE330)

$$A_a=62,6\text{cm}^2$$

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

$$f_{cf}=1337,36 \text{ KN}$$

**1.3.2.13. calcul du nombre de connecteurs :**

$$N \geq N_f$$

$$N_f = \frac{f_{cf}}{P_{Rd}} = \frac{1337,36}{73,31}$$

$$N_f = 18,24$$

$$N \geq N_f = 18,24$$

$$N \approx 19 \text{ goujons}$$

Donc on a 19 goujons sur la demi-portée de la solive

**1.3.2.14. Espacement entre goujons :**

Le nombre de goujons N, est répartie uniformément sur la longueur critique  $L_{cr}$ . cette longueur est l'espacement entre deux sections transversales critiques.

$$S = \frac{L_{cr}}{N}$$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6000}{2} = 3000 \text{ mm}$$

$$S = \frac{3000}{1,9} = 157,89 \text{ mm}$$

L'espacement entre goujon est de : 157,89 mm

**1.3.3. Dimensionnement de la poutre principale :**

Longueur des poutres  $L=6\text{m}$

-Charge des solives :

$$G_{solive} = \left( \frac{P_p}{\text{entre axe}} \right) \text{nb de solives}$$

$$G_{solive} = \left( \frac{49,1}{3} \right) 5 = 81,83 \text{ Kg/m}^2$$

$$G_{solive} = 0,82 \text{ KN/m}^2$$

Prenons un profilé IPE450 :

$$\rightarrow I_y = 33740 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 1500 \text{ cm}^3$$

**1.3.3.1. Vérification de la résistance :**

$$G = 3,64 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 7,39 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 10,54 \text{ KN/ml}$$

On ajoute, le poids propre du profilé choisit :

$$P_p = 0,776 \text{ KN/ml}$$

La charge sera :

$$q = q_u + 1,35 \cdot P_p = 10,54 + 1,35(0,776)$$

$$q = 11,59 \text{ KN/ml}$$

$$q \frac{l^2}{8} \leq W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$52,16 \text{ KN.m} < 320,45 \text{ KN.m} \text{ condition vérifiée}$$

**1.3.3.2. Vérification au cisaillement :**

$$q \frac{l}{2} \leq 0,58 \cdot f_y \frac{A_v}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = 3560,72 \text{ mm}^2$$

$$q \frac{l}{2} = 34,77 \text{ KN} < 0,58 \cdot 235 \cdot 000 \frac{3560,72 \cdot 10^{-6}}{1,1}$$

34,77 KN < 441,21 KN **condition vérifiée**

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl Rd}$$

$$34,32 \text{ KN} < 220,61 \text{ KN}$$

**1.3.3.3. Vérification de la condition de fleche :**

$$q = q_s + P_p = 7,39 + 0,776$$

$$q = 8,17 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$0,054 \text{ mm} < 2,4 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le profilé choisit (IPE450) assure la stabilité

**2. Escalier :**

**2.1. Introduction :**

L'ossature des escaliers est entièrement métallique ,chaque volée est composée de deux limons laminés en : UPN140 sur lesquelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières: 2L40x40x5

**2.2. Dimensions :**

**2.2.1. Dimensions données :**

Hauteur de l'étage : H=3m

Largeur de la volée : L=100cm

On dispose de deux volées, de même hauteur :

$$H = H/2 = 300/2 = 150 \text{ cm}$$

**2.2.2. Nombre de marches :**

$$\text{Nombre de marches } \hat{n} = n - 1 \text{ avec : } n = \frac{\hat{H}}{h}$$

$$\rightarrow n = 10 \text{ (nombre de contremarches par volée)}$$

D'où :  $\hat{n} = 9$  (nombre de marches par volée)

Les conditions, que doivent satisfaire les marches et les contremarches sont les suivantes :

- Hauteur de la contremarche :  $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$
- Largeur de la marche :  $27 \leq g \leq 30 \text{ cm}$

- Prenons « h » hauteur de la contremarche : h=15 cm

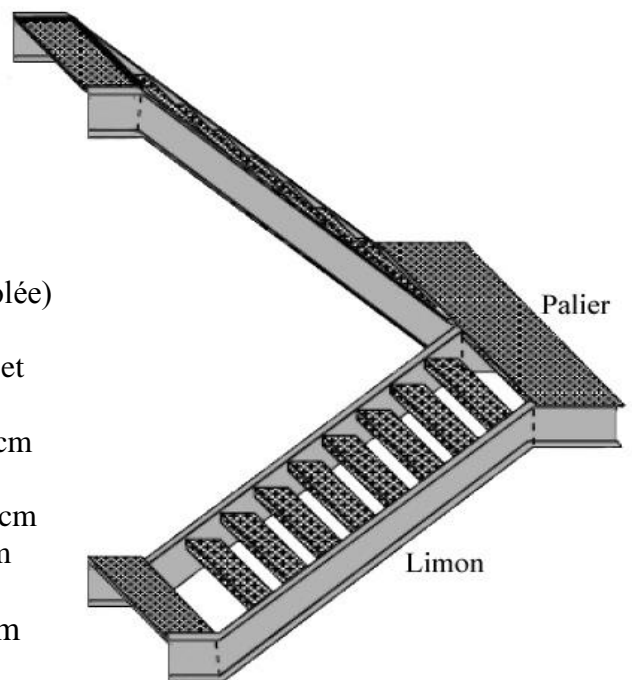
- la largeur d'une marche doit être :  $27 \leq g \leq 30 \text{ cm}$

**Vérifions la formule de BLONDEL :**

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 2(15) + 29 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 59 \leq 66 \text{ cm}$$

$\left. \begin{matrix} h = 15 \text{ cm} \\ g = 29 \text{ cm} \end{matrix} \right\}$  les deux valeurs, vérifient la formule de BLONDEL



**2.2.3. Inclinaison du limon :**

$$\theta = \text{Arctg}(10.h)/(9.g) = \text{Arctg}(10.15)/(9.29)$$

$$\theta = \text{Arctg}(150/261)$$

$$\theta = 29,88^\circ$$

**2.2.4. Longueur de la pailasse:**

$$L_p = H/\sin(\theta) = 150/\sin(29,88^\circ)$$

$$L_p = 301 \text{ cm}$$

**2.3. Calcul des marches :**

Les marches sont construites par des tôles striées d'épaisseur de 5mm rigidifiées sur les cornières jumelées : 2L40x40x5, soudées aux milieux des tôles .les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attache (2L40x40x5), ces dernières sont boulonnées avec le limon comme il est indiqué sur la figure suivante :

**2.3.1. Evaluation des charges :**

- charge permanente :

- Tôle striée :  $0,29.0,45=0,13 \text{ KN/m}$

- Mortier de pose :  $0,29.0,44= 0,13 \text{ KN/m}$

- Revêtement en dalle de sol :  $0,29.0,4 =0,12 \text{ KN/m}$

- Cornières jumelées :  $2.0,0298 = 0,059 \text{ KN/m}$

$$G=0,44 \text{ KN/m}$$

- charge d'exploitation :

- Escalier :  $Q=0,29.4= 1,16 \text{ KN/m}$

- charge non-pondérée :

- $q_s = G+Q = 0,44+1,16$

$$q_s = 1,6 \text{ KN/m}$$

- charge pondérée :

- $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,44)+1,5(1,16)$

$$q_u = 2,33 \text{ KN/m}$$

**2.3.2. Pré dimensionnement de la cornière :**

$$\frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

L :longuer des cornières

$$L = 1,5\text{m}$$

$I_y$  : l'inertie de la cornière

$$I_y = ?$$

$$f_{max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{250 \cdot 5 \cdot 1,6 \cdot (150)^3}{384 \cdot 21 \cdot 10^5} = 8,37 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2,8,37 = 16,74 \text{ cm}^4 > 15,68 : \text{l'inertie d'une cornière jumelé: } 2L45 \times 45 \times 5$$

**2.3.3. La classe de la cornière 2L45x45x5 :**

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

$$\frac{h}{t} = \frac{40}{5} = 8$$

$$\frac{h}{t} = 8 < 15. \quad \varepsilon = 15 \quad \text{la cornière est de classe I}$$

**2.3.4. Vérification de la condition de flèche :**

$$\frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot 15,68} \leq \frac{L}{250}$$

$$\frac{5 \cdot 117,10^{-3} \cdot 1500^4}{384 \cdot 21000 \cdot 10,86 \cdot 10^4} = 3,38 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

**3.5. Vérification de la résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$W_{ely} = 1,91.2 = 3,82 \text{ cm}^3$$

$$M_{sd} = q_u \cdot \frac{L^2}{8} = 1,69 \cdot \frac{1,5^2}{8} = 0,475 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 47,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \cdot W_{ely}}{\gamma M_0} = \frac{235 \cdot 3,82}{1,1} = 81,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

**2.4. Calcul du limon :**

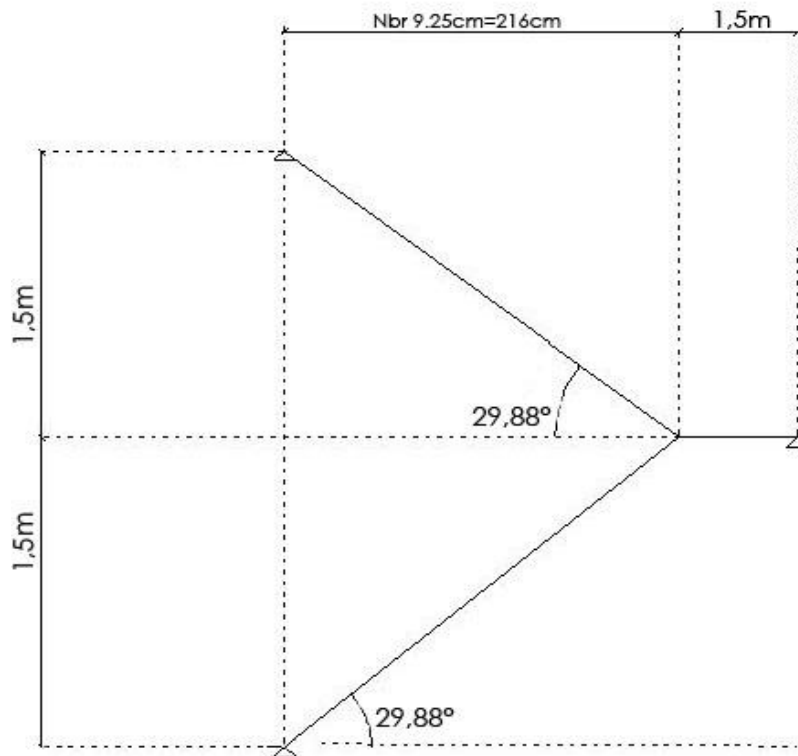
Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et surcharges exercées sur la volée

**2.4.1. Evaluation des charges :**

-Longueur du limon : 2,61m

-La largeur d'une marche : 1,5m

-Nombre de marches : 9



Charges permanentes :

-La tôle :  $G_1 = \frac{1}{2}(0,45 \cdot 1,5) = 0,34 \text{ KN/m}$

-Mortier de pose :  $G_2 = \frac{1}{2}(0,44 \cdot 1,5) = 0,33 \text{ KN/m}$

-Revêtement :  $G_3 = \frac{1}{2}(0,40 \cdot 1,5) = 0,30 \text{ KN/m}$

-Les cornières :  $G_4 = \frac{1}{2} \frac{(2,2,98 \cdot 1,5 \cdot 9)}{2,61} = 0,15 \text{ KN/m}$

-Garde corps métallique :  $G_5 = \frac{1}{2}(0,60 \cdot 1,5) = 0,33 \text{ KN/m}$

$G_{\text{totale}} = 1,57 \text{ KN/m}$

La charge d'exploitation :

$Q = \frac{1}{2}(2,5 \cdot 1,5) = 1,88 \text{ KN/m}$

La charge non-pondérée :

$Q_s = G + Q = 1,57 + 1,88 = 3,45 \text{ KN/m}$

La charge pondérée :

$Q_u = 1,35G + 1,5Q$

$Q_u = 4,93 \text{ KN/m}$

$l_y > (5,250 \cdot Q_s \cdot l^3) / 384E$

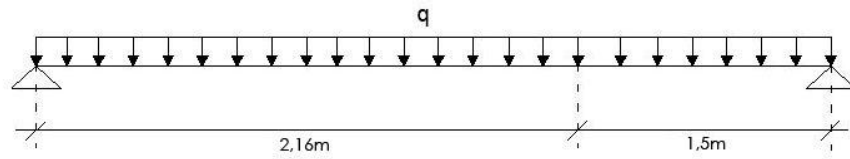
Avec :

$l : 1,5 + 2,61 = 4,11 \text{ m}$

$\rightarrow l_y = 371,28 \text{ cm}^4$

Donc on prend : un profilé UPN140





#### 2.4.2. La classe de la cornière (L40x40x5) :

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

$$\frac{b}{t_f} = \frac{60}{10} = 6$$

$$\frac{b}{t_f} = 6 < 10 \cdot \varepsilon = 10 \quad \text{le profilé est de classe I}$$

#### 2.4.3. Vérifications :

##### 2.4.3.1. La flèche :

$$\frac{L}{250} = \frac{4,11}{250} = 0,01644m = 16,44mm$$

$$\frac{5 \cdot Q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5,3,45 \cdot 4,11^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 605} = 1cm = 10mm$$

$$\frac{5 \cdot Q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} < \frac{L}{250} \quad \text{condition vérifiée}$$

##### 2.4.3.2. La résistance :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{sd} = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = 4,93 \cdot \frac{4,11^2}{8} = 10,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \cdot W_y}{\gamma M_0} = \frac{235 \cdot 14,8}{1,1} = 3161,82 \text{ daN.m}$$

$$M_{Rd} = 31,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### 2.5. Conclusion :

UPN140 assure la stabilité

### 3. Dimensionnement de la poutre en treillis

#### 3.1. Introduction :

Vu la portée, important entre poteaux, suivant l'axe transversal de notre structure (12m). On a sollicité une toiture avec des poutres en treillis, de type « ferme anglaise » qui a les membrures supérieures en profilé IPE, et les membrures inférieures et les montants et les diagonales en cornières.

Dans cette partie, on va faire le dimensionnement de chaque groupe de ces éléments de notre ferme anglaise

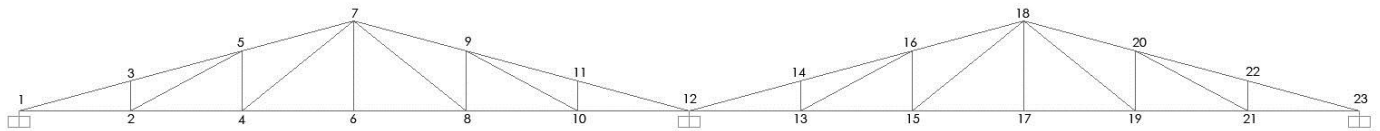


Figure : poutre en treillis de type ferme anglaise

	Membrure Sup	Membrure Inf	Montant	Diagonale
Effort axial (-)compression (+)traction	(+) 83,75 KN	(+) 43,51 KN	(+) 39,49 KN	(+) 17,81 KN

Tableau : Tableau récapitulatif des efforts axiaux les plus défavorables

#### Remarque :

- les efforts axiaux, sont obtenues par les combinaisons d'actions statiques dans ce chapitre, avant de les vérifier aux forces dynamiques au chapitre de l'étude sismique..
- les groupes de barres, sont les membrures supérieures, membrures inférieures, les montants et les diagonales.
- les efforts axiaux appliqués sur ces groupes ne sont pas dans les barres du même portiques

#### 3.2. Les conditions à vérifier sont :

- traction :  $\sigma_{cal} = \frac{N}{A} \leq f_y$  (pour les éléments tendus)
- compression :  $N_{c\ sd} \leq N_{c\ Rd}$  (pour les éléments comprimés)

##### 3.2.1. Membrure supérieure :

La membrure supérieure la plus sollicitée, est la barre (1-7) du 2ème portique, soumise à la traction.

$$N_{t\ sd} = 83,75 \text{ KN}$$

$$N_{t\ Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

-Prenons une profilé IPE200, et vérifions si il résiste à la traction :

$$A_{IPE200} = 28,50 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où :} \quad N_{t\ Rd} = \frac{0,00285 \cdot 235000}{1,1} = 608,86 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{t\ Rd} = 608,86 \text{ KN} \gg N_{t\ sd} = 83,75 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

##### 3.2.2. Membrure inférieure :

La membrure inférieure la plus sollicitée, est la barre (13-15) du 5ème portique, soumise à la traction.

$$N_{t\ sd} = 43,51 \text{ KN}$$

$$N_{t\ Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

-Prenons une cornière jumelée 2L100x100x10, et vérifions si il résiste à la traction :

$$A_{\text{cornière}} = 38,4 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où :} \quad N_{t \text{ Rd}} = \frac{0,00384 \cdot 235000}{1,1} = 820,36 \text{ KN}$$

Donc :  $N_{t \text{ Rd}} = 820,36 \text{ KN} \gg N_{t \text{ sd}} = 43,51 \text{ KN}$  **condition vérifiée**

### 3.2.3. Montant :

La barre la plus sollicitée, est la barre (17-18), du 6ème portique. Soumise à la traction :  $N_{t \text{ sd}} = 39,49 \text{ KN}$

-prenons une cornière jumelée : 2L80x80x8 et vérifions si elle résiste à la traction

$$A_{\text{cornière}} = 24,60 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où :} \quad N_{t \text{ Rd}} = \frac{0,00246 \cdot 235000}{1,1} = 525,55 \text{ KN}$$

Donc :  $N_{t \text{ Rd}} = 525,55 \text{ KN} \gg N_{t \text{ sd}} = 39,49 \text{ KN}$  **condition vérifiée**

### 3.2.4. Diagonale :

La diagonale la plus sollicitée est la barre (7-8), du portique 6. soumise à la traction :  $N_{t \text{ sd}} = 17,81 \text{ KN}$

-prenons une cornière jumelée : 2L80x80x8, et vérifions si elle résiste à la traction

$$A_{\text{cornière}} = 24,60 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où :} \quad N_{t \text{ Rd}} = \frac{0,00246 \cdot 235000}{1,1} = 525,55 \text{ KN}$$

Donc :  $N_{t \text{ Rd}} = 525,55 \text{ KN} \gg N_{t \text{ sd}} = 17,81 \text{ KN}$  **condition vérifiée**

## 4. Dimensionnement des poteaux :

### 4.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, qui ont pour rôle de transmettre les sollicitations vers les fondations.. Ils sont soumis à la flexion composée

### 4.2. Pré dimensionnement :

-prenons les poteaux en profilés HEA400 et vérifions le à la flexion composée la plus défavorable subie par les poteaux de notre structure..

P(Kg/m)	h(mm)	b(mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	r(mm)	A(cm <sup>2</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{p \text{ ly}}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{p \text{ lz}}$ (cm <sup>3</sup> )
125,00	390	300	11	19	27	159	45 070	8 564	2 562	872,90

### 4.3. Efforts sollicitant :

Après plusieurs simulations par Logiciel SAP2000 V12, on a constatés que le poteau le plus sollicité par des forces statiques, le 2ème poteau du portique 2. Soumis à la flexion composée avec :

$$N_{\text{sd}} = 265,58 \text{ KN}$$

$$M_{\text{sd}} = 49,55 \text{ KN.m}$$

### 4.4. Classe de la section :

- classe de l'âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \cdot \varepsilon \quad \text{avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{298}{11} \leq 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 27,10 < 33 \quad \text{l'âme comprimée est de classe I}$$

- classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \rightarrow \frac{300/2}{19} \leq 10$$

$$\rightarrow 7,89 < 10 \quad \text{la semelle comprimée est de classe I}$$

-Donc : la section globale est de classe I

**4.5. Condition de résistance :**

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl Rd}}\right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{CCM97,5.24 page66})$$

Avec :

$$N_{pl Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0,0159 \cdot 235000}{1,1}$$

$$N_{pl Rd} = 3396,82 \text{ KN}$$

$$M_{pl Rd} = \frac{W_{pl y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0,002562 \cdot 235000}{1,1}$$

$$M_{pl Rd} = 547,34 \text{ KN.m}$$

$$D'où : \left(\frac{49,55}{547,34}\right) + \left(\frac{265,58}{3396,82}\right)^2 \leq 1$$

0,09 < 1 **condition vérifiée**

**4.6. Résistance au flambement :**

$$N_{b Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma M_1}$$

Avec :

$N_{b Rd}$  : Résistance au flambement

$\beta_A = 1$  (pour les sections de classe I)

$\gamma M_1 = 1,1$

$\chi$  : Coefficient de réduction dépend de  $\bar{\lambda}$

$\bar{\lambda}$  : Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \cdot \varepsilon = \lambda / 76,4$$

$\lambda$  : Calculée à la base des caractéristiques de la section brute

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \quad (\text{page 78.CCM97}) \\ t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

D'où les courbes de flambement a utiliser sont :

Axe (y-y) : Courbe a  $\rightarrow \alpha = 0,21$

Axe (z-z) : Courbe b  $\rightarrow \alpha = 0,34$

- Plan (y-y) :

$$\lambda_y = l_f / i_y = \frac{L/2}{0,1684} = 19 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,25$$

- Plan (z-z) :

$$\lambda_z = l_f / i_z = \frac{L/2}{0,0734} = 43,60 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,57$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$$

$$\bar{\lambda} = 0,57$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  est déterminé de la courbe de flambement « b » (page 75.CCM97) en fonction de  $\bar{\lambda}$

$$\chi = 0,85$$

$$\text{Donc : } N_{b Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma M_1} = 288729 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 49,55 < N_{b Rd} = 2887,29 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

On apte donc pour un HEA400 pour les poteaux

## 5. Dimensionnement des contreventements :

### 5.1. Introduction :

Les contreventements sont ajoutés à la structure, pour l'aider à résister aux efforts horizontaux. Comme le vent et le séisme.. Ceux qui sont ajoutés verticalement entre les poteaux sont appelés "palée de stabilité" et ceux avec la toiture "poutres au vent"

Dans notre cas, une poutre au vent subit la force statique la plus défavorable de traction d'entre les contreventements. Calculée par plusieurs simulations par Logiciel SAP2000 V12 :

$$N_{sd}=+27,84 \text{ KN}$$

### 5.2. Résistance :

#### 5.2.1. Résistance ultime :

$$N_{u \text{ Rd}} = 0,9 \frac{A_{net} \cdot F_u}{\gamma M_2}$$

Prenons une cornière jumelée : 2L100x100x10 et vérifions la traction :

$$2L100x100x10 \rightarrow A=19,20x2=38,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Prenons } A_{net}=35,4 \text{ cm}^2$$

$$N_{u \text{ Rd}} = 0,9 \frac{35,4 \cdot 36}{1,25}$$

$$N_{u \text{ Rd}}=917,57 \text{ KN}$$

#### 5.2.2. Résistance plastique :

$$N_{pl \text{ Rd}} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{35,4 \cdot 23,5}{1,1} = 756,27 \text{ KN}$$

#### 5.2.3. Résistance plastique de calcul de section brute:

$$N_{pl \text{ Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = 820,36 \text{ KN}$$

### 5.3. Verification:

$$\text{Min}(N_{u \text{ Rd}}, N_{net \text{ Rd}}, N_{pl \text{ Rd}}) = 756,27 \text{ KN}$$

$$756,27 \text{ KN} \gg 27,84 \text{ KN}$$

Donc la cornière jumelée : 2L100x100x10 assure la stabilité vis-à-vis la traction.

## CHAPITRE 6 : Etude sismique :

### 1. Introduction :

Notre objectif dans ce chapitre, est de déterminer les efforts dynamiques (Sismiques) qui vont solliciter notre structure. Pour pouvoir les comparer avec les efforts statiques qu'on a utilisé pour le dimensionnement effectué jusqu'à présent .et voir si il y a lieu de redimensionner des éléments si l'effort dynamique est plus défavorable, ou les garder si il est moins important que l'effort statique.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003)- (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

### 2. Méthode statique équivalente :

#### 2.1. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### 2.2. Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe D'usage du bâtiment « A » :

- Honaine, Tlemcen : ZONE(I)
- Structure, bâtiment industriel : Groupe3
- sol très meuble :S4

Donc : A=0,05 (RPA page 38)

$\eta$ : Facteur de correction de zone, donné par la formule :

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

$\xi$  : Le pourcentage de correction d'amortissement critique du matériau constructif

D'après le tableau (4-2.page 38 RPA ) : Acier dense  $\rightarrow \xi = 5\%$

D'où :  $\eta = 1$

R : Coefficient de comportement globale de la structure donné en fonction des contreventements

-ossature contreventée par palée triangulé en X : R=4

#### 2.3. Période caractéristique associées à la catégorie du site « T<sub>1</sub> , T<sub>2</sub> » :

- catégorie du site : S4 (site très meuble)

$$D'où : \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,7 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{page49.RPA V2003})$$

#### 2.4. c

$$\begin{cases} T_X = 0,4\text{s} \\ T_Y = 0,4\text{s} \end{cases}$$

T+30%T=0,52s (valeur qui ne doit pas être dépassée par la période calculée par l'analyse faite par Logiciel SAP2000)

Dans notre cas, et après plusieurs simulations du SAP2000 V12 , on a trouvé la période T=0,32s

$T=0,32s < T+30\%T=0,52s$  condition vérifiée

**2.5. Facteur de qualité donné par la formule Q**

$Q=1+\sum P_q=1,2$

T	$P_q$
Construction sur les files de constructions	Non-observé : 0,05
Redondance en plan	observé :0
Régularité en plan	observé :0
Régularité en élévation	observé :0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non-observé :0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non-observé : 0,1

$\sum P_q=0,2$

$Q=1,2$

**2.6. Calcul du poids de la structure :**

$W=G+\beta Q$  (formule 4.5 page44. RPAV2003)

Avec:

G: Poids dû aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires à la structure

Q : Charge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation

Dans notre cas :  $\beta=0,5$  (Entrepôts, hangars, tableau 4.5. page 44. RPA V2003)

Niveau	$W_{Gi}(KN)$	$W_{Qi}(KN)$	$0,5.W_{Qi}(KN)$	$W_i(KN)$
Niveau (R+1) Bureaux	471	360	180	651
Toiture	654,59	309,8	154,9	809,49

D'où :  $W=G+\beta Q =$

$W=1460,49 KN$

**2.7. Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période

fonddamentale de la structure (T).D=

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Sachant que :

$\eta = 1$

Et  $T = 0,4s \leq T_2=0,7s$

D'où :  $D=2,5.\eta=2,5$

**2.8. Vérification de la force sismique à la base :**Condition :  $V_t > 0,8 \cdot V$ 

Avec :  $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

Dans notre cas : V suivant (X) = suivant (Y)

$$V = \frac{0,07 \cdot 2,5 \cdot 1,2}{4} 1460,49$$

$$V = 76,68 \text{ KN}$$

Résultats obtenus après plusieurs simulation par Logiciel SAP2000 V12 :

$$V_t \text{ Suivant (X)} = 1184,02 \text{ KN}$$

$$V_t \text{ Suivant (Y)} = 1397,72 \text{ KN}$$

D'où :

Suivant (X) :  $V = 0,8 \cdot 76,68 = 61,34 \text{ KN} \ll V_t = 1184,02 \text{ KN}$

Suivant (Y) :  $V = 0,8 \cdot 76,68 = 61,34 \text{ KN} \ll V_t = 1397,72 \text{ KN}$

**2.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{si } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7s \text{ (dans notre cas : } T = 0,4s < 0,7s)$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 TV$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petit ou égale à 0,7 secondes. $F_i$  : Force horizontale au niveau de  $i$ .

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

 $h_i$  : Hauteur du plancher $F_t$  : Force concentrée au niveau de la toiture

	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$W_i \cdot h_i$	V (KN)	$\sum W_j h_j$	$F_i$ (KN)
Niveau (R+1) Bureaux	651	3	1953	43,81	66428,92	1,29
Toiture	809,49	8	6475,92	43,81	66428,92	4,28

**Tableau :** Valeur de la force sismique V**2.10. Vérifications des déplacements :**

Condition : les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Pour la hauteur de la toiture (faitage)  $8m \cdot 1\% = 8cm$ 

$$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement

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

Résultat du plus grand déplacement obtenu par SAP2000 :



$$\delta_{ek}=0,0083\text{m}$$

$$R. \delta_{ek}=4.0,0083=0,034\text{m}=3,4\text{cm}$$

$$\delta_K=1\%.8\text{m}=8\text{cm}$$

3,4cm < 8cm **condition du déplacement est vérifiée**

Combinaison de charges	Membrure supérieure		Membrure inférieure		Montant		Diagonale	
	W3	G+Q+Ex	1,35G+1,5Q	G+Q+Ex	W4	G+Q-Ey	1,35G+1,5Q	G+Q+Ex
Effort axial (KN) (-) compression (+) traction	+83,75	-37,24	+43,51	-31,51	+39,49	-21,5	+17,81	+12,87

### 3. Comparaison entre les résultats de l'étude statique des chapitres précédents, et de l'étude dynamique (sismique) de ce chapitre :

Après avoir fait les dimensionnements sous charges statiques, on a introduit l'action due au séisme. Pour vérifier si elles sont plus défavorables, et si il faut redimensionner en fonction des actions sismiques

#### ❖ Tableau récapitulatif (éléments de la toiture) :

Comparaison entre l'impacte, des efforts statiques et les efforts dynamiques sur les éléments de notre structure :

Comme on peut remarquer, les combinaisons de charges statiques sont plus défavorables. donc on peut garder les profilés choisis pour les groupes : Membrures supérieures, Membrures inférieures, Montants, et diagonales.

#### ❖ Tableau récapitulatif (contreventement) :

Combinaison de charges	Contreventement	
	G+W3	G+Q+Ey
Effort axial (KN) (-) compression (+) traction	+27,84	+14,20

#### ❖ Tableau récapitulatif (poteaux) :

Combinaison de charges	Poteaux	
	1,35G+1,5Q	G+Q+Ey
Effort axial (KN) (-) compression (+) traction	265,58	182,62
Moment fléchissant (KN.m)	49,55	26,28

### 3.1. Conclusion sur les comparaisons :

On peut constater, de ces comparaisons que l'action du séisme (Zone I : de faible sismicité) sur notre structure est faible par rapport aux actions statiques. on peut donc garder nos éléments dimensionnés déjà aux efforts statiques.

#### **4. Conclusion générale :**

Après avoir fait, l'étude sismique par méthode statique équivalente, on a comparés les résultats (Période, déplacements, force sismique résultante à la base) avec les résultats fait par des simulations par Logiciel SAP2000 V12. On a trouvé que les résultats de ce dernier sont inférieur à ceux de l'étude sismique par méthode statique équivalente. Donc les conditions sont vérifiées

## CHAPITRE 7 : Etude des Fondations

### 1. introduction :

### 2. Dimensionnement des semelles :

#### 2.1. Semelle isolée centrale :

La semelle centrale la plus sollicitée, par un effort normal est située sous le 2<sup>ème</sup> poteau du 3<sup>ème</sup> portique

Avec une force de compression de  $N=265,58$  KN (sous la combinaison :  $1,35G+1,5Q$ )

$$A/B = a/b \rightarrow A=1,25.B$$

Avec :

$$a=0,5\text{m}$$

$$b=0,4\text{m}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A.B} \rightarrow A.B = \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

D'où :

$$1,25.B^2 = \frac{265,58}{0,00015} = 1770533,33 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow B=1190,14 \text{ mm} \quad \text{prenons : } B=1,4\text{m}$$

$$\text{D'où : } A=1,75$$

$$h=d+5\text{cm}$$

$$d \geq (B-b)/4=0,25\text{m}$$

$$h=25+5=30\text{cm}$$

$$\text{Prenons : } h=40\text{cm}$$

#### 2.1.1. Vérification de la stabilité :

$$L' \text{ excentricité : } e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{14}{265,58}$$

$$e = 0,053\text{m}$$

$6.e < A$  condition vérifiée

#### 2.1.2. Calcul du ferrailage :

$$A_x = N_{sd} \left( 1 + 3 \cdot \frac{e}{B} \right) \left( \frac{B-b}{8 \cdot 0,9 \cdot h \cdot \sigma_{st}} \right) = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$A_y = N_{sd} \left( 1 + 3 \cdot \frac{e}{A} \right) \left( \frac{A-a}{8 \cdot 0,9 \cdot h \cdot \sigma_{st}} \right) = 3,62 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$$

$$\sigma_{st} = 347,83\text{MPa}$$

On prend :

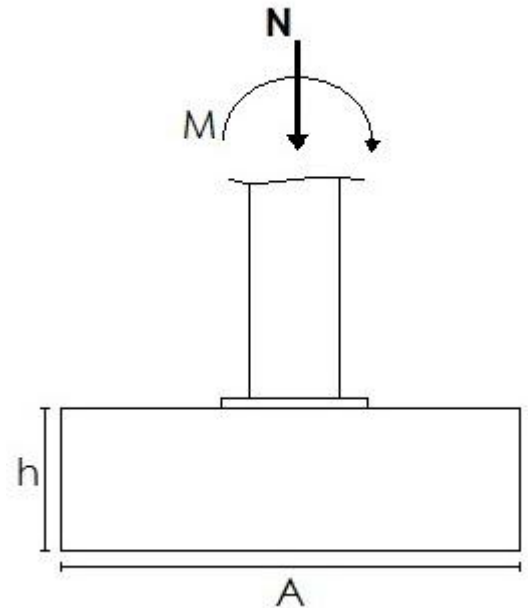
$$A_x = 11,31 \text{ cm}^2 \text{ (10T12)}$$

$$A_y = 11,31 \text{ cm}^2 \text{ (10T12)}$$

#### 2.1.3. Espacement entre barres :

$$S \leq (20 \text{ cm ; } 15\Phi) = 18\text{cm}$$

$$\text{Donc : } S=18\text{cm}$$



**2.2. Semelle isolée de rive :**

La semelle de rive la plus sollicitée, par un effort normal est située sous le 2<sup>ème</sup> poteau (à partir de la gauche), du 7<sup>ème</sup> portique

Avec une force de compression de  $N=182,32$  KN (sous la combinaison :  $1,35G+1,5Q$ )

$$A=1,25.B$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A.B} \rightarrow A.B = \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

D'où :

$$1,25.B^2 = \frac{182,32}{0,00015} = 1215466,67 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow B=986,01 \text{ mm} \quad \text{prenons : } B=1,1\text{m}$$

$$\text{D'où : } A=1,4$$

$$h=d+5\text{cm}$$

$$d \geq (B-b)/4=0,175\text{m}$$

$$h=23,5\text{cm}$$

$$\text{Prenons : } h=30\text{cm}$$

**2.2.1. Vérification de la stabilité :**

$$\text{L'excentricité : } e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{9,8}{182,32}$$

$$e = 0,058\text{m}$$

$$6.e < A \quad \text{condition vérifiée}$$

**2.2.2. Calcul du ferrailage :**

$$A_X = N_{sd} \left( 1 + 3 \cdot \frac{e}{B} \right) \left( \frac{B-b}{8,0,9.h.\sigma_{st}} \right) = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$A_Y = N_{sd} \left( 1 + 3 \cdot \frac{e}{A} \right) \left( \frac{A-a}{8,0,9.h.\sigma_{st}} \right) = 1,91 \text{ cm}^2$$

On prend 10T12, dans les deux sens : X et Y

**2.2.3. Espacement entre barres :**

$$S \leq (20\text{cm} ; 15\Phi) = 18\text{cm}$$

$$\text{Donc : } S=18\text{cm}$$

**2.3. Semelle isolée de d'angle :**

La semelle d'angle la plus sollicitée, par un effort normal est située sous le 1<sup>er</sup> poteau (à partir de la gauche), du 7<sup>ème</sup> portique

Avec une force de compression de  $N=129,38$  KN (sous la combinaison :  $1,35G+1,5Q$ )

$$A=1,25.B$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A.B} \rightarrow A.B = \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

D'où :

$$1,25.B^2 = \frac{129,38}{0,00015} = 86253,33\text{mm}^2$$

$$\rightarrow B=262,68 \text{ mm} \quad \text{prenons : } B=0,60\text{m}$$

$$\text{D'où : } A=0,75\text{m}$$

$$h=d+5\text{cm}$$

$$d \geq (B-b)/4=0,055$$

$h=10\text{cm}$

Prenons :  $h=30\text{cm}$

### 2.3.1. Vérification de la stabilité :

$$\text{L'excentricité : } e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{12,7}{129,38}$$
$$e = 0,098\text{m}$$

$6.e < A$  condition vérifiée

### 2.3.2. Calcul du ferrailage :

$$A_X = N_{sd} \left( 1 + 3 \cdot \frac{e}{B} \right) \left( \frac{B-b}{8,0,9 \cdot h \cdot \sigma_{st}} \right) = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_Y = N_{sd} \left( 1 + 3 \cdot \frac{e}{A} \right) \left( \frac{A-a}{8,0,9 \cdot h \cdot \sigma_{st}} \right) = 1,00 \text{ cm}^2$$

On prend 10T12, dans les deux sens : X et Y

### 2.3.3. Espacement entre barres :

$$S \leq (20\text{cm} ; 15\Phi) = 18\text{cm}$$

Donc :  $S=18\text{cm}$

## CHAPITRE 8 : Assemblages

### Définition :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et répartition des sollicitations entre eux

### 1. Les pieds des poteaux :

#### 1.2. Dimensionnement de la plaque d'assise :

##### 1.2.1. Cordon de soudure :

Semelle :  $a_a = 0,7.t_f = 0,7.19$

$$a_a = 13,3 \text{ mm}$$

Ame :  $a_s = 0,7.t_w = 0,7.11$

$$a_s = 7,7 \text{ mm}$$

On prend :

$$a_a = 20 \text{ mm}$$

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

##### 1.2.2. Dimensionnement des platines :

##### 1.2.2.1. Surface de la platine :

$$h_p \geq 390 + (2 \cdot a_a) = 390 + (2 \cdot 20)$$

$$h_p \geq 430 \text{ mm}$$

on prend :  $a = 500 \text{ mm}$

$$b_p \geq 300 + (2 \cdot 20)$$

$$b_p \geq 340 \text{ mm}$$

on prend :  $b_p = 400 \text{ mm}$

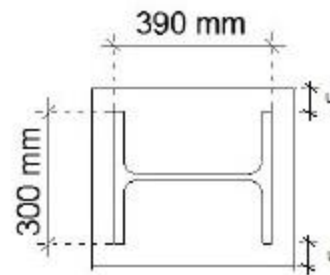


figure : platine

##### 1.2.2.1.2. vérification:

$$\sigma = \frac{N}{h_p \cdot b_p} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$N = 211,50 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{211,50}{0,5 \cdot 0,4} = 1057,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 15000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{h_p \cdot b_p} = 1057,5 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_b = 15000 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

##### 1.2.2.2. Epaisseur de la platine :

L'effort à droite de la ligne (1-1) figure ci-dessous:

$$F = \sigma \cdot b_p \cdot u = 1057,5 \cdot 0,4 \cdot 0,055$$

$$F = 23,265 \text{ KN}$$

Le moment correspondant a pour valeur

$$M = F \frac{U}{2} = \sigma \cdot b_p \frac{U^2}{2}$$

$$M = 23,265 \cdot \frac{0,055^2}{2}$$

$$M = 0,64 \text{ KN.m}$$

Le moment de la platine :

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \quad \text{avec : } \frac{I}{V} = \frac{b_p \cdot t^2}{6}$$

$$t \geq u \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{\sigma_e}} = 0,055 \sqrt{\frac{3 \cdot 0,106}{24}} = 6,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$t \geq 6,33 \text{ cm}$$

L'épaisseur « t » est faible, pour des raisons pratiques on la prends 20mm

**il faut vérifier :**

$$\sigma \cdot b_p \cdot \frac{U^2}{2} \leq \sigma_e \frac{b_p \cdot t^2}{6}$$

$$0,106 \frac{40(55)^2}{2} \leq 24 \cdot \frac{40 \cdot (20)^2}{6}$$

$$6413 < 64000$$

**condition vérifiée, l'épaisseur des platines « t » est suffisante**

### 1.3. Caractéristiques des tiges :

#### 1.3.1. Diamètre de la tige :

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\Phi(L_1 + 6,4 \cdot r + 3,5L_2)}{\left( 1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} \leq N/8$$

N : effort de soulèvement le plus défavorable

$$N = 21150 \text{ daN}$$

$$g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$$

Les valeurs courantes sont :

$$r = 3 \Phi$$

$$L_1 = 20 \Phi$$

$$L_2 = 2 \Phi$$

$$d_1 = 250 \text{ mm}$$

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \cdot 350}{1000} \right) \cdot \frac{\Phi(20\Phi + 6,4 \cdot (3\Phi) + 3,5(2\Phi))}{\left( 1 + \frac{\Phi}{250} \right)^2} \leq 21150/8$$

$$0,1 + \frac{0,7 \cdot 350}{1000} \cdot \frac{\Phi}{1 + \frac{\Phi}{250}} (20\Phi + 6,4(3\Phi) + 3,5(2\Phi)) \leq 2643,75$$

$$\frac{11,32 \cdot \Phi^2}{1 + \frac{\Phi}{250}} \leq 2643,65 \rightarrow \frac{\Phi^2}{1 + \frac{\Phi}{250}} \leq 233,54$$

D'où :

d = 15,7569 mm on prend une tige de diamètre  $\Phi 30$

#### 1.3.2. Vérification du diamètre :

Condition d'équilibre du B.A.E.L :  $(N/8) \leq F_A \cdot \pi \cdot \tau_{su} \cdot \Phi \cdot L_1$

Avec :

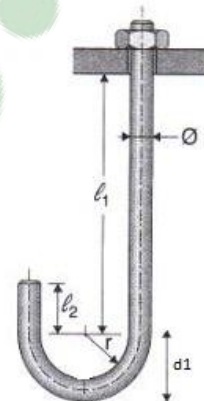
$\varphi_s$  : coefficient de scellement droit, pour les rends lisses

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj} = 0,6 \cdot 1^2 \cdot 2,4$$

$$\tau_{su} = 1,44 \text{ MPa}$$

D'où :

$$F_A = 81,39 \text{ KN} > \frac{N}{8} = \frac{211,5}{8} = 26,45 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$



**figure :** Tige d'ancrage

## 2. Assemblages du treillis :

### 2.1. Etude des assemblages :

#### 2.1.1. Etude de l'assemblage : Membrure inferieure - Gousset :

La cornière : 2L100x100x10

Prenons une épaisseur de gousset  $e = 10\text{mm}$

Acier Fe360

Avec :

$N = 53,41 \text{ KN}$

Les boulons sont de type H.R 8.8

$t$  : épaisseur de la cornière

Prenons des boulons de diametre  $\Phi 16$

Diametre du trou ( $d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$ )

#### 2.1.1.1. Calcul du nombre de boulons nécessaires :

##### a. résistance du boulon au cisaillement :

$F_{V Rd} = 0,6 \cdot n \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma Mb$  (tableau 5.3.page113.CCM97)

$n$  : nombre d'interfaces de frottement

$n = 2$

$f_{ub}$  : Résistance à la traction du boulon

$f_{ub} = 800\text{N/mm}^2$

$A_s$  : Aire de la section résistante en traction du boulon

$A_s = 157\text{mm}^2$  (boulon M16.Tableau caracteristiques des boulons)

$\gamma Mb$  : Coefficient partiel de sécurité (Résistance des boulons au cisaillement)

$\gamma Mb = 1,25$

$$F_{V Rd} = 0,6 \cdot 2 \cdot 800 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{157}{1,25}$$

$F_{V Rd} = 121 \text{ KN}$

$$n_{\text{boulons}} = \frac{53,41}{121} = 0,44 \text{ prenons : } n_{\text{boulons}} = 2 \text{ boulons}$$

##### b. Vérification de la pression diamétrale :

La vérification de la pression diamétrale, consiste à vérifier si il y a risque d'arrachement de la pince, ou ovalisation du trou

$F_{b Rd} = 1,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma Mb$  (Pression diamétrale.CCM97)

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{P_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

Avec :

$e_1 = 2,5 \cdot d$  et  $P_1 = 3,4 \cdot d$  (tableau,page 114.CCM97)

$$\alpha = \min\left(0,74 ; 0,76 ; \frac{400}{360}, 1\right)$$

$t = e$  : épaisseur du gousset

$$F_{b Rd} = 1,5 \cdot 0,74 \cdot 360 \cdot 10^{-3} \cdot 16 \cdot \frac{10}{1,25}$$

$F_{b Rd} = 51,15 \text{ KN}$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{2} = \frac{53,41}{2} = 26,70 \text{ KN}$$



$F_1 < F_{b Rd} = 51,15 \text{ KN}$  condition vérifiée, les boulons assurent la stabilité à la pression diamétrale

### 2.1.2. Etude de l'assemblage Montant- Gousset :

Cornière 2L80x80x8

Epaisseur du gousset  $e = 10 \text{ mm}$

Acier Fe360

$N = 39,49 \text{ KN}$

Prenons des boulons du type H.R 5.8

#### 2.1.2.1. Calcul du nombre de boulons nécessaires :

##### a. résistance du boulon au cisaillement :

$$F_{V Rd} = 0,6 \cdot n \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma M_b \quad (\text{Tableau 5.3. page 113. CCM97})$$

Avec :

$$n = 2$$

$A_s = 157 \text{ mm}^2$  (boulon M16. Tableau caractéristiques des boulons)

$$f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{V Rd} = 0,6 \cdot 2 \cdot 500 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{157}{1,25}$$

$$F_{V Rd} = 75,36 \text{ KN}$$

$$n_{\text{boulons}} = \frac{39,49}{75,36} = 0,52 \quad \text{prenons : } n_{\text{boulons}} = 2 \text{ boulons}$$

##### b. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b Rd} = 1,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma M_b \quad (\text{pression diamétrale. CCM97})$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{2,5(16)}{3 \cdot (18)} = 0,74$$

$$\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{3,4(16)}{3 \cdot (18)} - \frac{1}{4} = 0,76$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{400}{360} = 1,11$$

D'où :

$$\alpha = 0,74$$

$$F_{b Rd} = 1,5 \cdot 0,74 \cdot 360 \cdot 10^{-3} \cdot 16 \cdot \frac{10}{1,25}$$

$$F_{b Rd} = 85,25 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{2} = \frac{39,49}{2} = 19,75 \text{ KN}$$

$F_1 < F_{b Rd} = 85,25 \text{ KN}$  condition vérifiée, les boulons assurent la stabilité à la pression diamétrale

### 2.1.3. Etude le l'assemblage Diagonale – Gousset :

La cornière : 2L80x80x8

Epaisseur du gousset  $e = 10 \text{ mm}$

Acier Fe360

$N = 17,81 \text{ KN}$

Prenons des boulons du type H.R 5.8

$t$  : épaisseur de la cornière

Prenons des boulons de diamètre  $\Phi 16$   
 Diamètre du trou ( $d_0 = d + 2mm = 18mm$ )

### 2.1.3.1. Calcul du nombre de boulons nécessaires :

#### a. résistance du boulon au cisaillement :

$$F_{V Rd} = 0,6 \cdot n \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma M_b \quad (\text{tableau 5.3. page 113. CCM97})$$

Avec :

$$n = 2$$

$A_s = 157 \text{ mm}^2$  (boulon M16. Tableau caractéristiques des boulons)

$$f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{V Rd} = 0,6 \cdot 2 \cdot 500 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{157}{1,25}$$

$$F_{V Rd} = 75,36 \text{ KN}$$

$$n_{\text{boulons}} = \frac{17,81}{75,36} = 0,23 \quad \text{prenons : } n_{\text{boulons}} = 2 \text{ boulons}$$

#### b. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b Rd} = 1,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma M_b \quad (\text{pression diamétrale. CCM97})$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\alpha = 0,74$$

$$F_{b Rd} = 85,25 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{2} = \frac{17,81}{2} = 8,9 \text{ KN}$$

$F_1 < F_{b Rd} = 85,25 \text{ KN}$  **condition vérifiée, les boulons assurent la stabilité à la pression diamétrale**

## 2.2. Disposition constructive :

### 2.2.1. Membrane inférieure :

#### a. Pince longitudinale ( $e_1$ ) :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \dots (1) \quad (\text{tableau 65.1, page 106. CCM97})$$

Avec :

$$e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

$$t = e = 10 \text{ mm}$$

$$1,2(18) \leq 35 \leq 12(10)$$

$$21,6 < 35 < 120 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### b. Pince transversale ( $e_2$ ) :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \dots (2) \quad (\text{tableau 65.1, page 106. CCM97})$$

Avec :

$$e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$1,5(18) \leq 50 \leq 12(10)$$

$$27 < 50 < 120 \quad \text{condition vérifiée}$$

**c. entraxe ( $P_1$ ) :**

$$2,2.d_0 \leq P_1 \leq 14t \dots(3) \quad (\text{tableau 65.1, page106.CCM97})$$

Avec :

$$P_1=50\text{mm}$$

$$d_0=18\text{mm}$$

$$t = e = 10\text{mm}$$

$$2,2.(18) \leq 50 \leq 14(10)$$

$$39,6 < 50 < 140 \quad \text{condition vérifiée}$$

**2.2.2. Diagonale :**

Cornière : 2L80x80x8

**a. Pince longitudinale ( $e_1$ ) :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \dots(1) \quad (\text{tableau 65.1, page106.CCM97})$$

Avec :

$$e_1=35\text{mm}$$

$$d_0=18\text{mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince ,situé vers l'extérieur

$$t = e = 10\text{mm}$$

$$1,2(18) \leq 35 \leq 12(10)$$

$$21,6 < 35 < 120 \quad \text{condition vérifiée}$$

**b. Pince transversale ( $e_2$ ) :**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \dots(2) \quad (\text{tableau 65.1, page106.CCM97})$$

Avec :

$$e_2=45\text{mm}$$

$$d_0=18\text{mm}$$

$$t = e = 10\text{mm}$$

$$1,5(18) \leq 45 \leq 12(10)$$

$$27 < 45 < 120 \quad \text{condition vérifiée}$$

**c. entraxe ( $P_1$ ) :**

$$2,2.d_0 \leq P_1 \leq 14t \dots(3) \quad (\text{tableau 65.1, page106.CCM97})$$

Avec :

$$P_1=50\text{mm}$$

$$d_0=18\text{mm}$$

$$t = e = 10\text{mm}$$

$$2,2.(18) \leq 50 \leq 14(10)$$

$$39,6 < 50 < 140 \quad \text{condition vérifiée}$$

**2.2.3. Montants :****a. Pince longitudinale ( $e_1$ ) :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \dots(1) \quad (\text{tableau 65.1, page106.CCM97})$$

Avec :

$$e_1=35\text{mm}$$

$$d_0=18\text{mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

$$t = e = 10\text{mm}$$

$$1,2(18) \leq 35 \leq 12(10)$$

$21,6 < 35 < 120$  **condition vérifiée**

**b. Pince transversale ( $e_2$ ) :**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \dots(2) \quad (\text{tableau 65.1, page106.CCM97})$$

Avec :

$$e_2=40\text{mm}$$

$$d_0=18\text{mm}$$

$$t = e = 10\text{mm}$$

$$1,5(18) \leq 40 \leq 12(10)$$

$27 < 50 < 120$  **condition vérifiée**

**c. entraxe ( $P_1$ ) :**

$$2,2.d_0 \leq P_1 \leq 14t \dots(3) \quad (\text{tableau 65.1, page106.CCM97})$$

Avec :

$$P_1=50\text{mm}$$

$$d_0=18\text{mm}$$

$$t = e = 10\text{mm}$$

$$2,2.(18) \leq 50 \leq 14(10)$$

$39,6 < 50 < 140$  **condition vérifiée**

# Conclusion :

L'objectif de ce projet, était de faire l'étude d'un bâtiment en charpente métallique (construction navale). Situé au port de Honaine, Tlemcen.

En déterminant les combinaisons de charges statiques les plus défavorables appliquées sur notre structure et en utilisant les documents réglementaires comme le CCM97,

Ensuite, on a fait une étude dynamique spectrale pour vérifier les conditions du RPA99 concernant les structures métalliques. Ainsi, la détermination des sollicitations pour les comparer avec les sollicitations statiques.

On a conclu que l'étude statique a donné des résultats plus défavorables par rapport à l'étude spectrale.

On a essayé d'optimiser dans l'utilisation des profilés, pour avoir une structure légère et capable de résister à la plus défavorable des combinaisons de charges.

L'étude de cet ouvrage, m'a été une première expérience en matière de conception et dimensionnement de structures en charpente métallique. C'était une expérience, très enrichissante. Au cours de laquelle je me suis familiarisé avec les calculs et l'analyse numérique par le logiciel SAP2000 V12.

Aucun ouvrage fait de main d'homme ne peut prétendre à la perfection. Nous avons donc

conscience des imperfections de notre travail. Que nos lecteurs ne nous en tiennent pas

rigueur mais qu'ils fassent preuve d'indulgence. Les recherches ultérieures et les contributions d'autres chercheurs veilleront à parfaire le contenu de ce modeste travail.

# ANNEXE :

Boulon	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimale (mm)		
	$P_1, P_2$	$e_1$	$e_2$	$P_1, P_2$	$e_1$	$e_2$
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	36	25	40	25	20
M20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

**Tableau :** entraxe des boulons et pinces

Boulon	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section tige A (mm <sup>2</sup> )	113	201	314	452	573
Section résistance $A_s$	84	157	245	353	459

**Tableau :** Caractéristiques des boulons

# Bibliographie :

- DTR Neige et vent (RNV99)
- DTR charge et surcharge
- DTR CCM97
- DTR RPA99-VERSION 2003
- DTR BAEL.91
- Recommandations du CTICM - Revue construction métallique

## Construction d'un bâtiment métallique

MALTI Sofiane (Juin 2013)

### Abstract:

This project, concerns the study and design of an industrial hall situated in Honaine, used to displace boat engines from the dock, Indoor the Hall for maintenance using two rolling decks.

Our work is, primarily in the evaluation of loads and overloads and climate actions under Regulation RNV99. Then comes the study of raceways.

These hypotheses of loads helped to establish the descent of loads, for the design of the different elements of the structure and connections according to the regulation CCM99 manually with the use of SAP2000 software.

**Key words :** steel Construction, design, industrial Hall, rolling decks.

### Résumé :

Ce projet de fin d'études concerne l'étude et dimensionnement d'un hall industriel situé à Honaine,

qui permet de déplacer les moteurs de bateaux du quai vers l'intérieur pour maintenance grâce aux deux ponts roulants situés à l'intérieur.

Notre travail s'inscrit en premier lieu dans l'évaluation des charges et surcharges et des actions climatiques selon le règlement RNV99. Ensuite vient l'étude des chemins de roulement. Ces hypothèses de charges ont permis d'établir la descente de charges, pour le dimensionnement des différents éléments et assemblages de la structure selon le règlement CCM99, manuellement, et avec l'aide du logiciel SAP2000.

**Mots clés :** Construction métallique, Dimensionnement, Hall industriel, ponts roulants.

### ملخص

هذا مشروع التخرج يخص دراسة و تصميم قاعة صناعية قائمة على هيكل حديدي الواقعة في ميناء "هناين" التابعة لولاية تلمسان.

دور هذه القاعة الصناعية يكمن في نقل محركات الباخرات من الميناء الى الداخل من اجل التصليح او الترميم بواسطة جسر متحرك

للقيام بهذه الدراسة بدأنا بتقييم الثقل و التثيرات الناتجان على العوامل المناخية المدروسة حسب قواعد RNV99. بعد ذلك قمنا بدراسة و تصميم الجسران المتحركان. ثم دراسة و تصميم قاعة صناعية قائمة على هيكل حديدي حسب قواعد CCM97 يدويا والمحاكاة ببرنامج SAP2000 V12

**كلمات المفتاح:** هيكل حديدي. تصميم قاعة صناعية. جسر متحرك