

Sommaire

Introduction	1
Chapitre I Généralités.....	2
I. Introduction.....	2
II.Présentation du sujet	2
III.Présentation de l'ouvrage	3
III.1 Règlements utilisés.....	3
III.2 Les données géométriques	3
IV.Mode de construction.....	3
Chapitre II Evaluation des charges	5
I.Introduction.....	5
II.Charge permanentes	5
III.Charge variable	5
IV.Charge d'exploitations	5
V.Charges climatiques	6
V.1 L'effet du vent	6
V.2. Effet de la neige.....	16
V.3. Force de frottement	18
Chapitre III Elément secondaires.....	20
I.Matériaux de couverture	20
II.Les Pannes	20
II.1 Espacement entre pannes.....	21
II.2 Détermination de l'action pour 1 ml de la couverture.....	21
II.3 Calcul de l'espacement.....	22
II.4 Dimensionnement des pannes	22
II.5. Choix du profile :.....	26
II.6. Liernes de pannes	31
II.7. Dimensionnement des liernes des pannes	32
II.8. Dimensionnement de l'échantignole	33
III. Lisse de bardage	33
IV.Calcul des potelets	39

Chapitre IV Etude sismique	47
I. Introduction	47
II. Principe de la méthode	47
III. spectre de réponse de calcul	47
IV. Analyse dynamique de la structure	49
V.Modélisation de la structure	49
V.1 Etapes de la modélisation	49
V.2 . Analyse modale	49
VI. Vérification de la structure	50
VII. Vérification des déplacements	52
Chapitre V Etude des éléments structuraux	53
I. Introduction	53
II. Dimensionnement des poteaux	53
II.1. Classe de la section transversale	54
II.2. Vérification de flambement	54
III. Contreventement	56
IV.Calcul des traverses	57
Chapitre VI Etude d'assemblage	61
I. Introduction	61
II. Fonctionnement des assemblages	61
II.1. Le boulonnage	61
II.2. Le soudage	61
III. Rôle des assemblages	62
IV. Liaison poteau-traverse	63
IV.1. Soudure de la platine	63
IV.2. Calcul des boulons sollicités en traction	63
IV.3. Disposition constructives	64
IV.4. Vérification de la pression diamétrale	64
V. Pied de poteaux	64
Chapitre VII Etude fondation	67
I. Généralités	67
II. Choix des fondations	67

III. Etude des semelles	68
III.1 Dimensionnement des semelles	68
III.2 Vérification des contraintes	69
IV. Calcul de nombre des barres	73
V. Calcul des longrines	73
V.1. Dimensionnement des longrines	74
V.2. Calcul de ferrailage	74
V.3. Condition de non fragilité	75
V.4. Calcul des armatures transversales	75
V.5. Calcul d'espacement des cadres	75
Conclusion Générale	77

Liste des Tableaux

Tableau I.1. Valeurs nominales de f_y et f_u	3
Tableau II.1. Charges permanentes toiture	5
Tableau II.2. Charge permanentes bardage Tableau II.3. Valeurs de q_{dyn}	5
Tableau II.3. Valeurs de q_{dyn}	8
Tableau II.4. Les valeurs du C_{pi}	13
Tableau III.1. Les caractéristique de profile IPE 140.....	26
Tableau III.2. Les caractéristique de profile IPE 160.....	28
Tableau III.3 les caractéristiques du profilé UPA 130	36
Tableau III.4. Caractéristiques du profilé IPE 220.....	40
Tableau IV-1 Valeurs des pénalités.....	48
Tableau IV.2. Définitions des éléments métalliques constituant la structure.....	48
Tableau IV.3. Résultat des forces sismiques à la base.....	52
Tableau IV.4. Résultat du déplacement	52
Chapitre V ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAU	53
Tableau IV.1 Caractéristiques du profilé HEA 220	54
Tableau IV.2 Caractéristiques géométrique du profile IPE 200.....	58
Tableau VI.1. Les classes des boulons	54
Tableau VII.1. Valeur des efforts donnés par le S.A.P.2000	68
Tableau VII.2. Dimension des semelles	69
Tableau VII.3. Ferrailage des semelles à l'E.L.U	72
Tableau VII.4. Ferrailage des semelles à l'E.L.S.....	73

Liste des Figures

Chapitre II Evaluation des charges.....	5
Figure II.1. Coefficient Cpe de chaque versant de la toiture.....	9
Figure II.2. Cpe de chaque versant de la toiture.....	10
Figure II.3. Coefficient Cpe du versant 1 de la toiture	10
Figure II.4. Coefficient Cpe du versant 2, 3, 4, 5 de la toiture	11
Figure II.5. Coefficient Cpe de la paroi verticale.....	11
Figure II.6. Coefficient Cpe de Paroi verticale.....	12
Figure II.7. coefficient Cpi sur les façades.....	12
Figure II.8. Pression du vent sur la paroi verticale.....	13
Figure II.9. Pression du vent sur la toiture versant 1	13
Figure II.10. Pression du vent sur la toiture - versant 2, 3, 4, 5, et 6.....	14
Figure II.11. Pression du vent sur la paroi vertical.....	14
Figure II.12. Pression du vent sur chaque versant de la toiture.....	15
Figure II.13. Pression du vent sur la paroi vertical.....	15
Figure II.14. Pression du vent sur chaque versant de la toiture.....	16
Figure II.15. Coefficient de forme pour la toiture	17
Chapitre III Elément secondaires	20
Figure III.1. Tôle nervurée type TN40	20
Figure III.2. Pannes sur 3 appuis	23
Figure III.3. Chargement d'une panne	24
Figure III.4. Panne le plan y-y	24
Figure III.5 Panne le plan z-z	24
Figure III.6 panne vis-à-vis déversement	28
Figure III.7. Les liernes des pannes.....	31
Figure III.8. Schéma de l'échantignole	33
Figure III.9. Attache des lisses	37
Figure III.10. Soudure des lisses	38
Chapitre IV Etude sismique	47
Figure. IV.1. Spectre de réponse	50
Chapitre VI. Etude d'assemblage.....	61
Figure VI.1. Détail de jonction poteau-fondation	66
Chapitre VII ETUDE FONDATION	67

Figure VII.1. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations	68
Figure VII.2. Ferrailage de la semelle central et intermédiaire	73
Figure VII.3. Ferrailage de la semelle d'angle	73
Figure VII.4. Ferrailage de la longrine.....	75

Chapitre I Généralités

I. Introduction

De par la situation de Tlemcen, des charges importantes vis-à-vis du vent sont à prendre en compte. Grâce à l'utilisation de poutrelles en acier et notamment des profilés reconstitués soudés, il est possible d'avoir des sections ayant un moment d'inertie important tout en limitant le poids de la structure. Des portées importantes peuvent être atteintes, tout en libérant de grands espaces et en minimisant le coût de la construction.

Par ailleurs, au point de vue de fabrication, les procédés sont intégralement industrialisés, ce qui permet d'avoir une maîtrise totale des coûts, grâce à des bases de données relatives aux temps de fabrication, ces éléments sont facilement prévisibles.

De plus, dans l'optique d'une philosophie de développement durable, l'acier est adapté dans la mesure où il est intégralement recyclable.

En outre, lors de la phase de réalisation sur chantier il n'y a pas de nuisance. Ce sont des chantiers secs en comparaison à ceux en béton armé. On n'y trouve pas de gravats ou de déchets. De plus, on ne constate aucune gêne sonore lors du montage.

II. Présentation du sujet

Ce projet de fin d'études s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un hall métallique.

Ce projet à lui-seul permet de mener une large palette d'études : des études de fondations aux études de charpente sur un hall métallique de grande envergure. Effectuer ce type de projet faisant intervenir ces matériaux constitue pour moi une spécialisation dans l'étude des structures métalliques. Les études sont effectuées selon les règles en vigueur CCM97, ce qui permet d'être en accord avec les normes. Ces études m'ont apporté entre autres l'autonomie dans l'utilisation des codes, la méthode dans la réalisation d'une étude de structures et la maîtrise des outils de calculs et de modélisation.

Ce projet de fin d'études se déroule comme suit :

- Etude de la charpente métallique
- Etude d'éléments structuraux en béton armé : fondations
- Modélisation à l'aide des outils de calcul et de modélisation
- Etude sismique : analyse des résultats
- Assemblages

III. Présentation de l'ouvrage

Le projet intitulé "étude et dimensionnement d'un hall métallique implanté en zone sismique « I ».

Le terrain est plat avec une surface de **3475.44m²**

I.2.1. Les données géométriques

Le présent ouvrage à une forme caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur totale : 72m
- Largeur totale : 48.27m
- Hauteur totale : 11.30m

I.2.3. Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

1. règlement Neige et Vent « RNVA99 ».
2. règlement parasismique algérien « RPA99version2003 »; pour l'étude sismique.
3. béton armé aux états limites « BAEL91 ».
4. « DTRB.C2.2 » charge permanentes et charge d'exploitation.
5. règlement « CCM 97 »

IV. Mode de construction

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance.

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

a-Acier

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340

Tableau I.1. Valeurs nominales de f_y et f_u

- La résistance à la traction : f_u = 360 MPa
- La limite élastique : f_y = 235 MPa.

- Le module de Young : $E = 210\,000\text{MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$.
- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m}/^\circ\text{C}$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84\,000 \text{ MPa}$.

b-Béton

- le béton utilisé est dosé à **350kg/ m³**.
- béton de propreté est dosé à **150 kg/m³**.

Chapitre II EVALUATION DES CHARGES

I.Introduction

Pour concevoir et calculer une structure, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- Poids propres (structure porteuse)
- Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température)
- Actions accidentelles (les séismes ...)

II. Charge permanentes

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

III. Charge variable

Les actions variables Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

IV.Charge d'exploitations

IV.1 Toiture métallique

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

Tableau II.1 : les charges permanentes de toiture métallique

Type	Charge permanentes
TN40	0,11 KN/M ²

Tableau II.1. Charges permanentes toiture

IV.2 Bardage

Charges permanentes	
Type	Charges
bardage+ articles de fixation	27kg/m ²

Tableau II.2. Charge permanentes bardage

V. Charges climatiques

V.1 L'effet du vent

V.1.1 introduction

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire ainsi que du réchauffement et de pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent, il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui est par ailleurs conditionné également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- la forme géométrique et les ouvertures qui sont constitués par la structure

Les estimations de l'effet du vent se feront en appliquant le règlement Neige et Vent « RNV 99 (DTR – B.C – 2.4.7) ».

V.1.2 les données relatives au site

- le site est plat : $C_t(Z)=1$ (tableau RNV 99).
- la zone de vent est **I** (Annexe 1 RNV 99).
- la pression dynamique de référence : $q_{ref}=375 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3 RNV 99).
- vitesse du vent : $v_{ref}=25 \text{ m/s}$ (Annexe 1 RNV 99).
- terrain de catégorie : **2** (Annexe 1 RNV 99).

$$K_t=0.22 \quad Z_0=0,3\text{m} \quad Z_{min}=8\text{m} \quad \varepsilon=0.37$$

V.1.3 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître – couple en éléments de surface j horizontaux,

La construction sans plancher intermédiaire dont la hauteur est supérieure à 10m doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surfasse de hauteur égale h_i , n est donnée par la formule suivante :

$$n = E[h/3] = 11,30 = 3,76 \longrightarrow n = 4$$

$$h_i = h/n = 11,30/4 = 2,82 \quad h_i = 2,82\text{m}$$

V.1.4 Calcul de la pression dynamique : q_{dyn}

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} * C_e(Z_j) \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{Chapitre 2, formule 2.12 RNV99})$$

a- coefficient de rugosité C_r :

$$C_r = \begin{cases} K_t = \ln\left(\frac{Z_{min}}{0,3}\right) & \longrightarrow Z < Z_{min} \\ K_t = \ln\left(\frac{Z_i}{0,3}\right) & Z > Z_{min} \end{cases} \quad (\text{Chapitre 2, formule 2.15 RNV 99})$$

b- coefficient d'exposition C_e :

La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent. Le coefficient d'exposition sera donc :

$$C_e(Z_j) = C_v(Z_j)^2 * C_r(Z_j)^2 * 1 + \frac{7K_t}{C_v(Z_j) * C_r(Z_j)}$$

$$= C_r(Z_j)^2 * \left[1 + \frac{1,54}{C_r(Z_j)}\right] \quad (\text{Chapitre 2, formule 2.13 RNV 99})$$

c- Valeur de la pression dynamique :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} * C_e(Z_j) \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{Chapitre 2, formule 2.12 RNV99})$$

$$= 375 * C_e(Z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

i	Z_j (m)	$C_r(Z_j)$	$C_e(Z_j)$	$q_{dyn} (N/m)$
1	1,39	0,72	1,62	613,5
2	4,23	0,72	1,62	613,5
3	7,05	0,72	1,62	613,5
4	9,87	0,76	1,75	624,04
5	11,30	0,79	1,84	690

Tableau II.3. Valeurs de q_{dyn}

V.1.5 Coefficient dynamique (C_d) :

a- Vent perpendiculaire au pignon (sens V_1)

La structure du bâtiment étant métallique, on utilise la figure 3.2 donnée au chapitre 3 5 (RNV 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 11,30 \\ b = 48,27 \end{array} \right. \longrightarrow C_d = 0,88$$

b- Vent perpendiculaire au long-pan :

La structure du bâtiment étant métallique, on utilise la donnée au chapitre 3 (RNV99)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 11,30 \\ b = 72 \end{array} \right. \longrightarrow C_d = 0,895$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

V.1.6 Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de surface du vent.

a- Face AB paroi verticale vue sur le pignon :

$$s = 72 * 8 \quad s = 576 > 10m \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend la valeur de } C_{pe10}$$

$$e = \min[b, 2h] = [72 ; 2 * 11,30]$$

$$e = 22,6 \quad \Longrightarrow \quad d > e$$

b- Vue sur le pignon :

Toiture à versants multiples :

Chaque versant 1,2,3,4,5,6 :

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

$$b = 48,27 \text{ m}$$

$$h = 11,30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e = 22,6$$

$$\alpha = 15,37^\circ$$

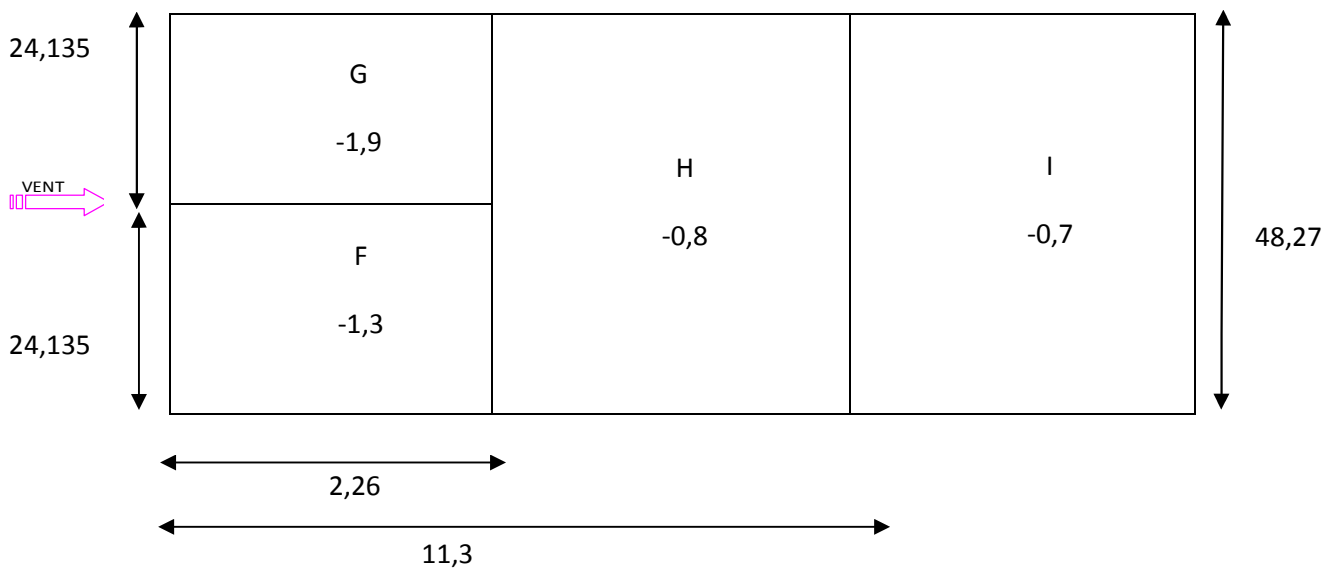


Figure II.1. Coefficient C_{pe} de chaque versant de la toiture

c- Vent sur long-pan :

Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, pour des surfaces supérieures à 10 m^2 , on prendra :

- Toiture dont les versants sont à pente positive (cas « a » de la figure 5.7 RNV 99)
 - Les valeurs de C_{pe} d'une toiture à un versant correspondant à $\phi = 0^\circ$ pour le premier versant ;
 - Les valeurs indiquées sur la figure sont pour les autres versant ;

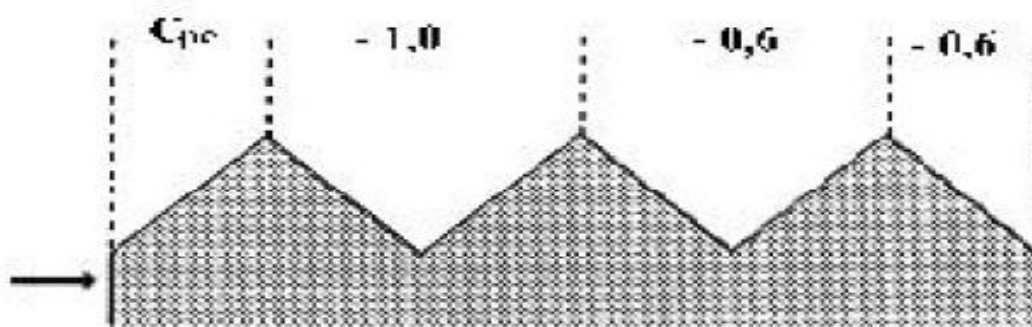


Figure II.2. Cpe de chaque versant de la toiture

Versant 1 :

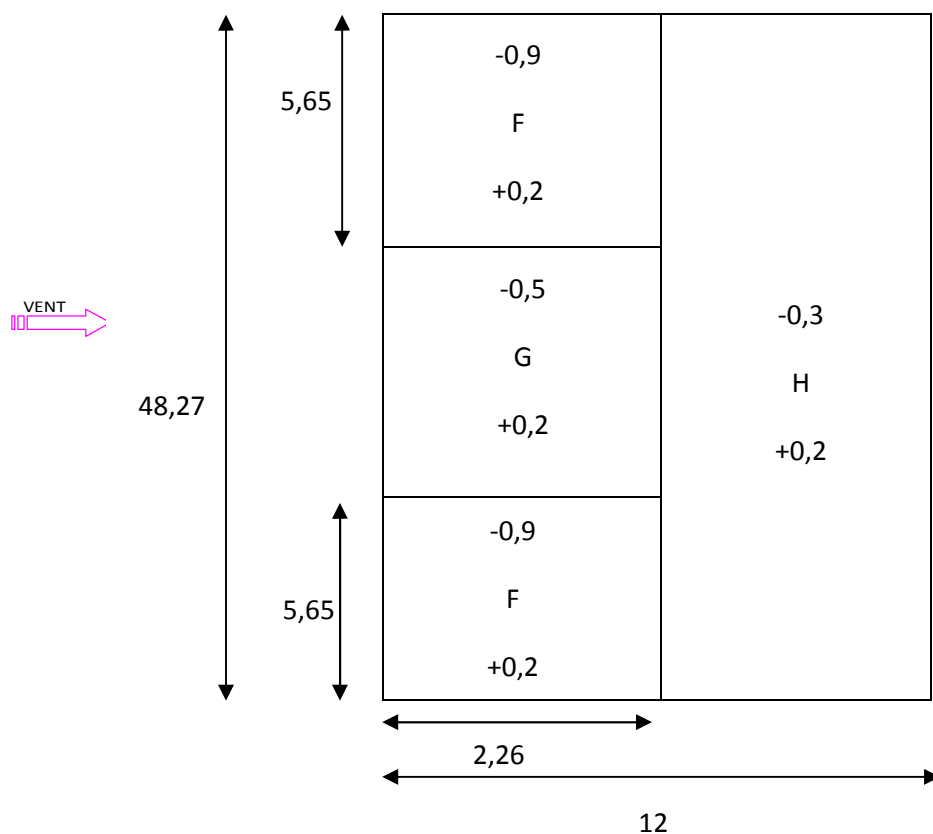


Figure II.3. Coefficient Cpe du versant 1 de la toiture



Versant 2 et 3

Versant 4, 5 et 6

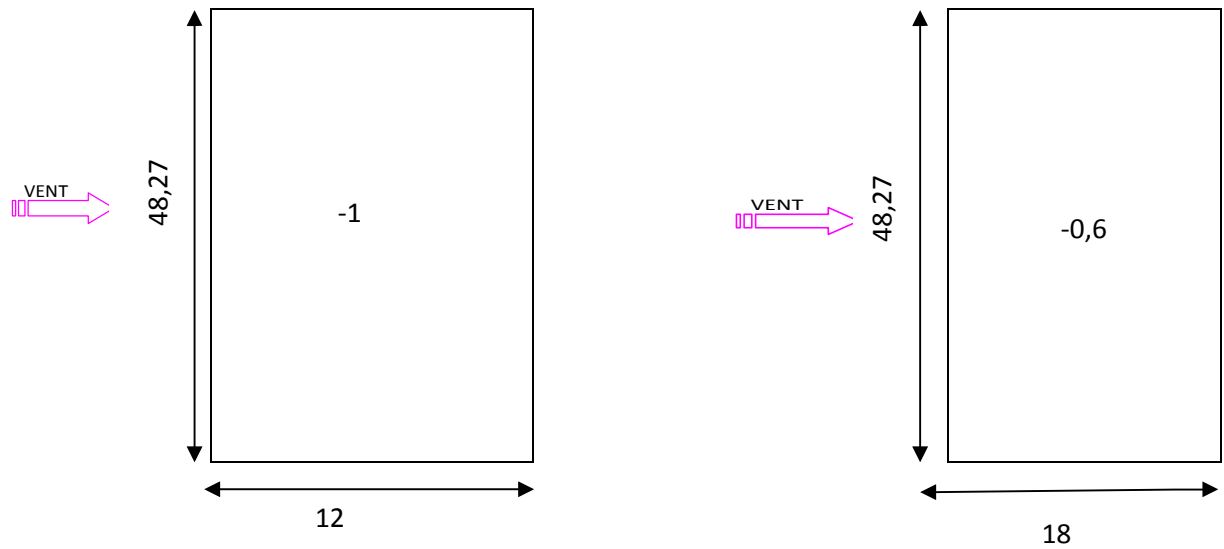


Figure II.4. Coefficient C_{pe} du versant 2, 3, 4, 5 de la toiture

Vue sur long-pan :

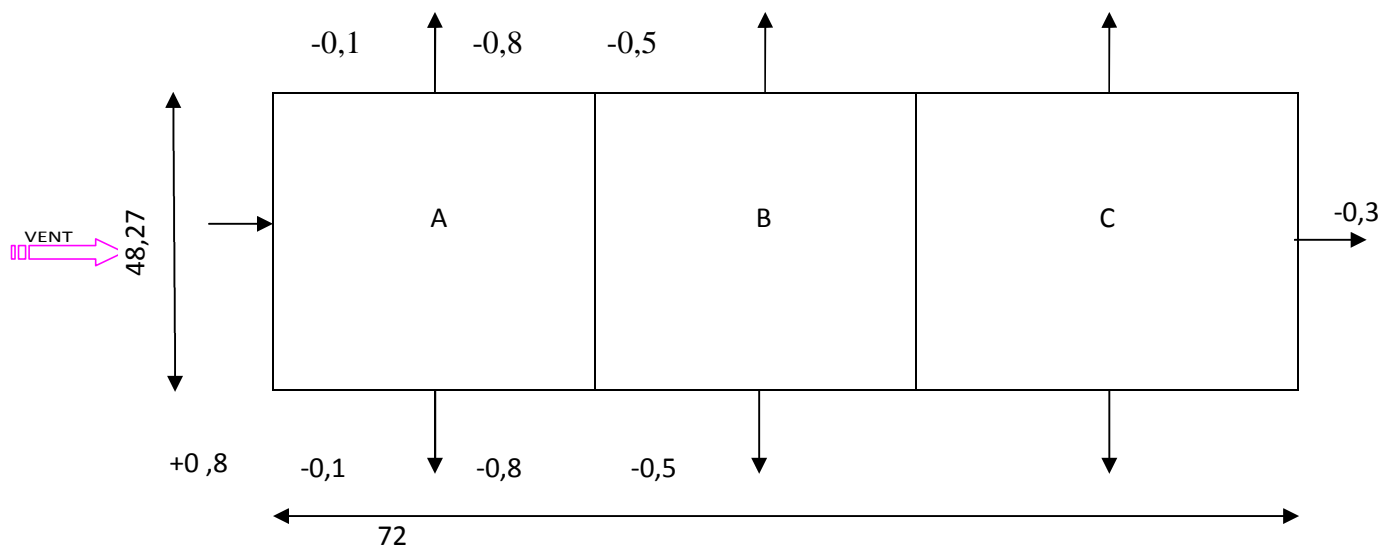


Figure II.5. Coefficient C_{pe} de la paroi verticale

Vue sur pignon :

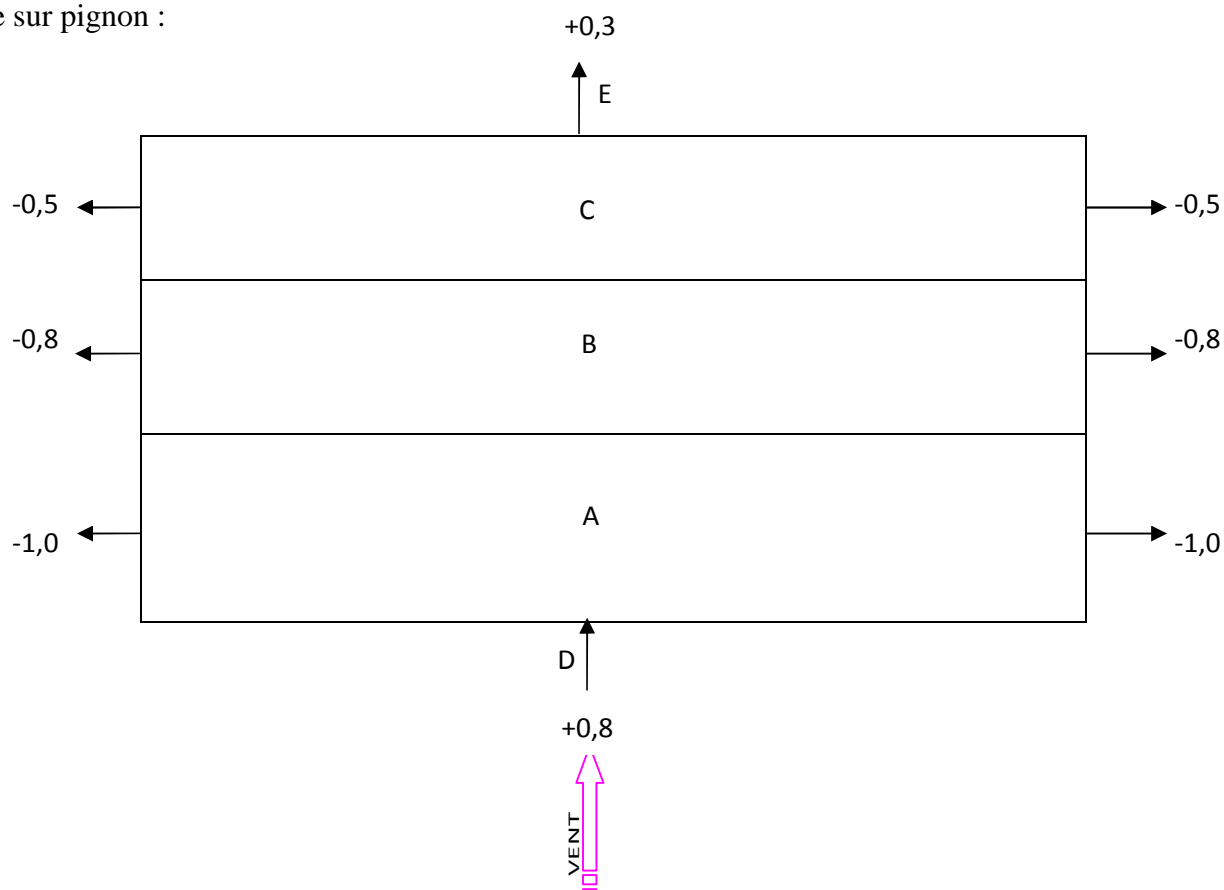


Figure II.6. Coefficient C_{pe} de Paroi verticale

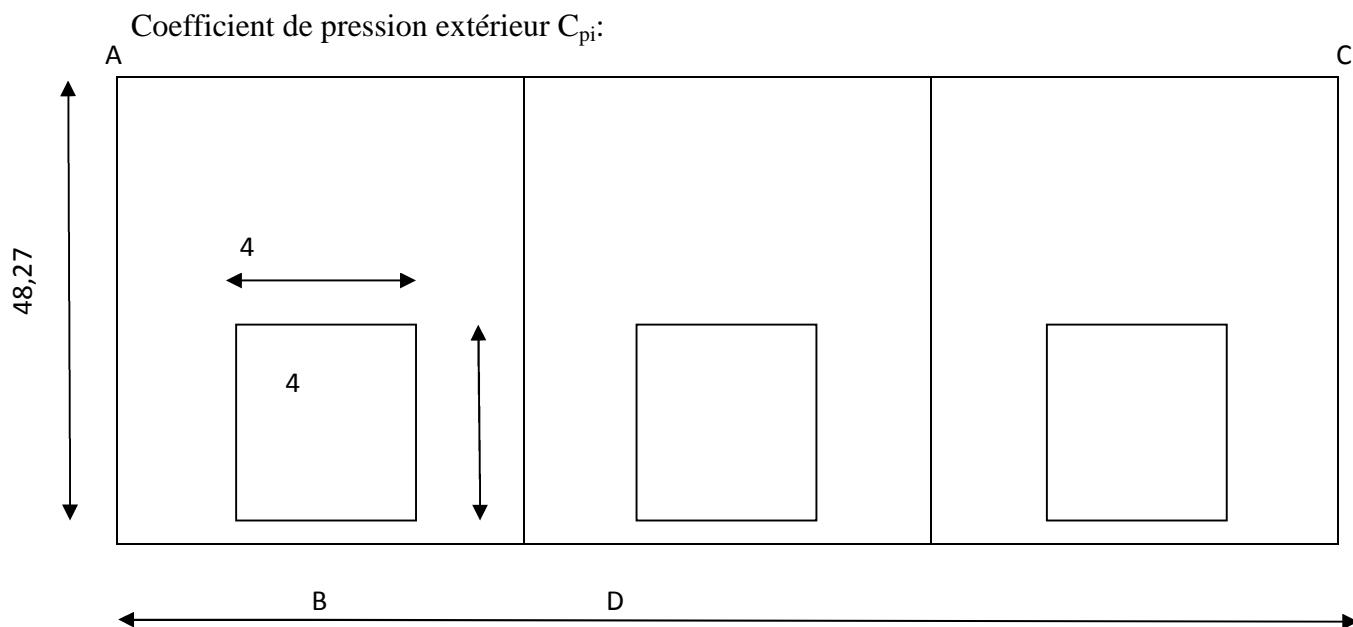


Figure II.7. coefficient C_{pi} sur les façades

Les valeurs de C_{pi} :

Face	μ_p	C_{pi}
AB	1	+0,5
CD	1	+0,5
BD	0	+0,8
CA	1	+0,5

Tableau II.4. Les valeurs du C_{pi}

Pression du vent :

Face AB et CD

Parois verticale :

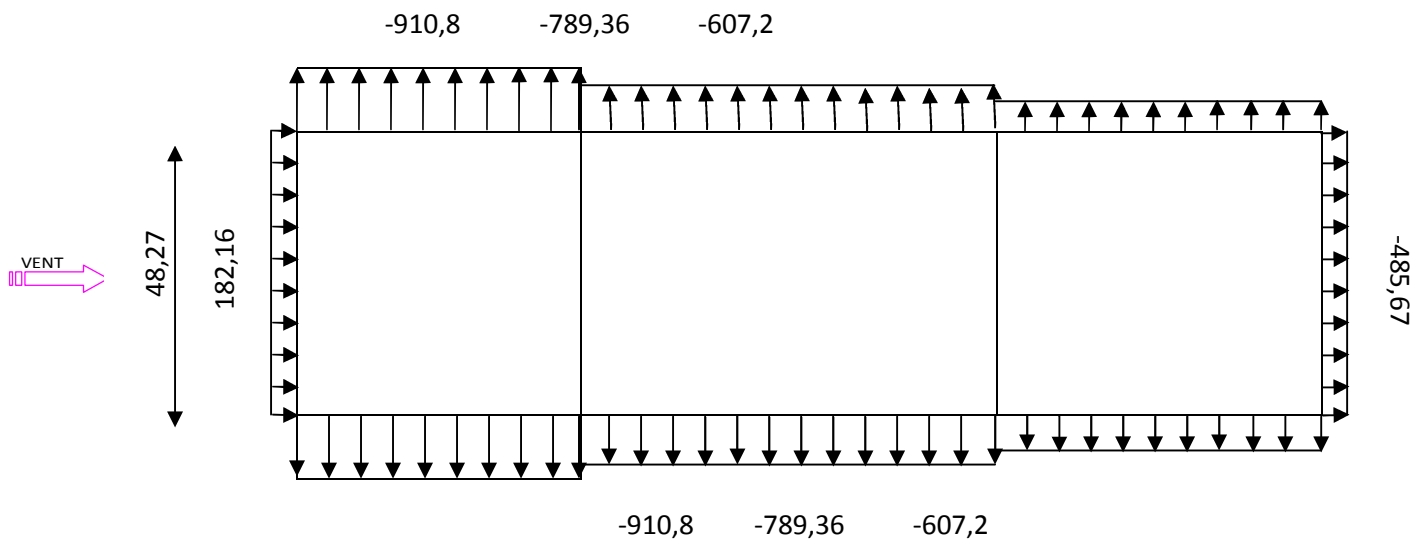


Figure II.8. Pression du vent sur la paroi verticale

Toiture – versant 1 :

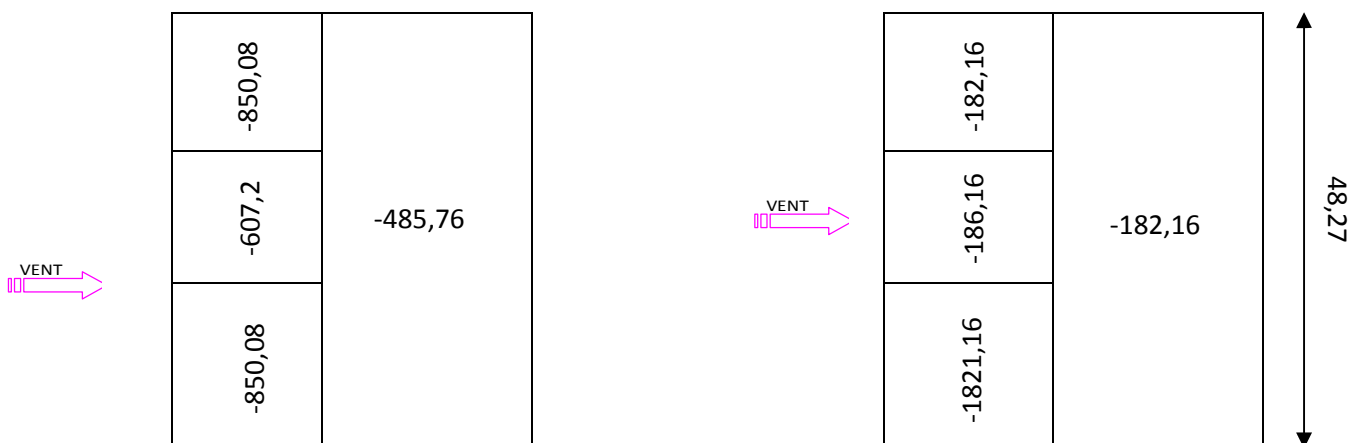


Figure II.9. Pression du vent sur la toiture versant 1

Versant 2 et 3 :

Versant 4, 5 et 6 :

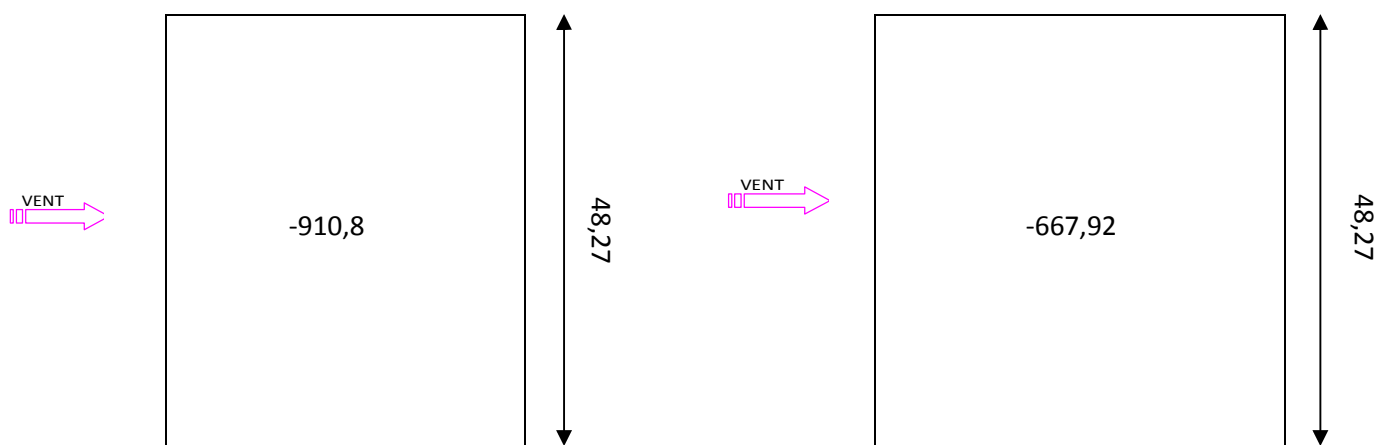


Figure II.10. Pression du vent sur la toiture - versant 2, 3, 4, 5, et 6.

Face BD :

Paroi verticale :

0

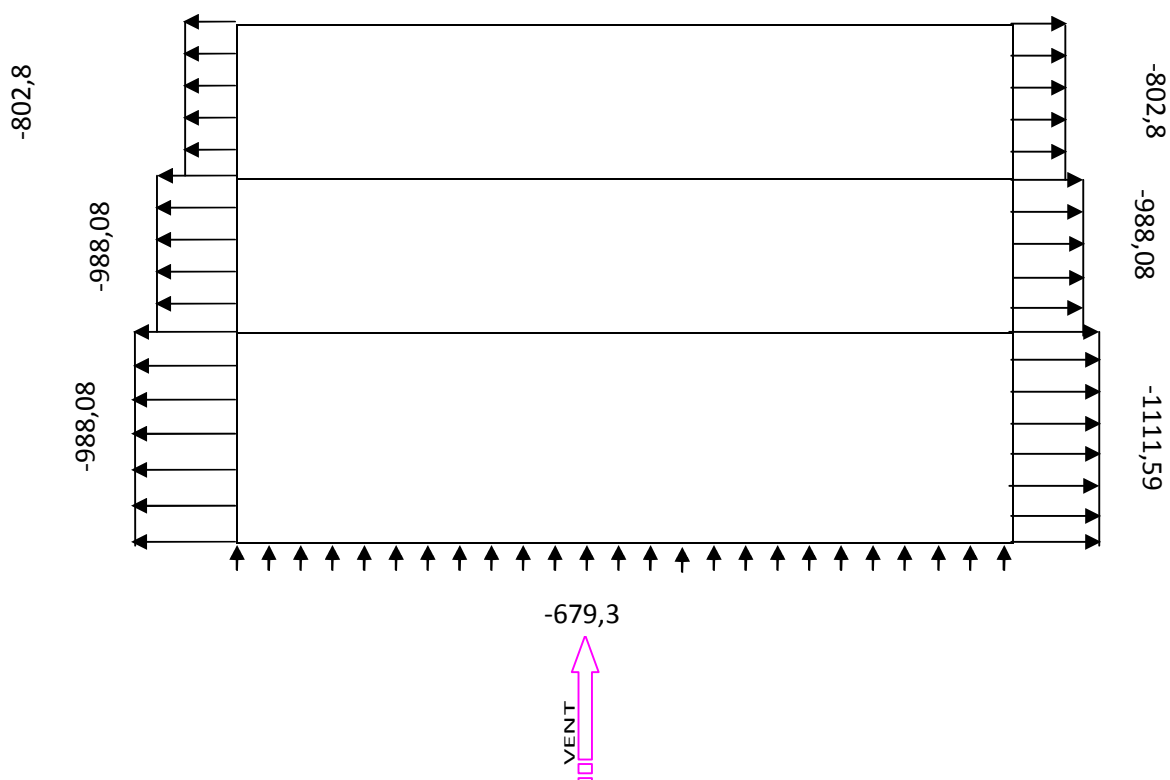


Figure II.11. Pression du vent sur la paroi vertical

Chaque versant de la toiture :

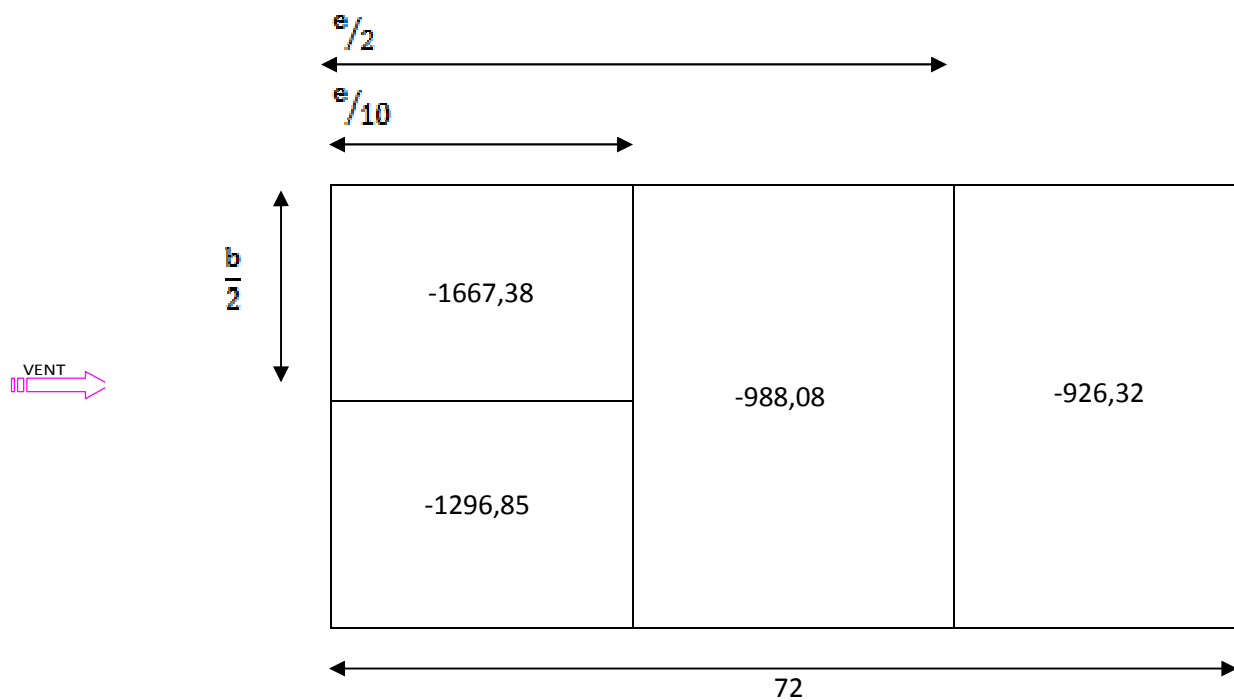


Figure II.12. Pression du vent sur chaque versant de la toiture

Face AC :

Parois verticale :

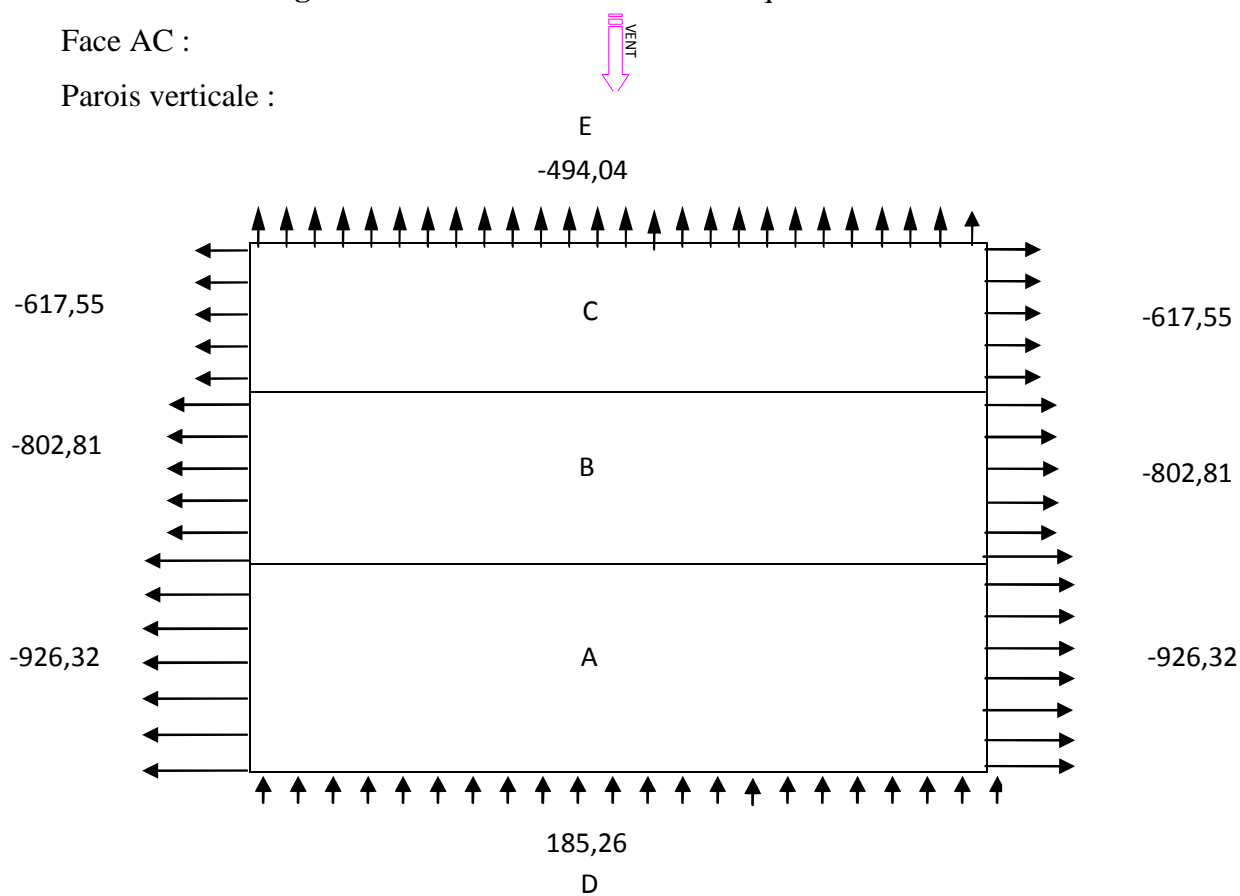
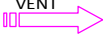


Figure II.13. Pression du vent sur la paroi vertical

Toiture : chaque versant 1, 2, 3, 4, 5 et 6



-1426,92	-801,504	-734,712
-1080,816		

Figure II.14. Pression du vent sur chaque versant de la toiture

V.2. Effet de la neige

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

Le règlement RNVA99 s'applique à l'ensemble des constructions d'Algérie se situent à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre structure se trouve donc à une altitude voisinant les 800m.

A. Calcul des charges de la neige :

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

$$S_k = \mu \cdot S (RNV)$$

D'Où :

S_k : Valeur caractéristique de la neige (en KN/m^2) donnée en fonction de l'altitude de la zone de neige.

μ : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.

B. Calcul de S_k :

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

Notre site : Tlemcen, classée en zone A selon la classification de RNVA99, donc S_k est donné par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100}$$

H: L'altitude du site par rapport au niveau de la mer.

Donc :

$$S_k = 0,71 \text{ KN/m}^2$$

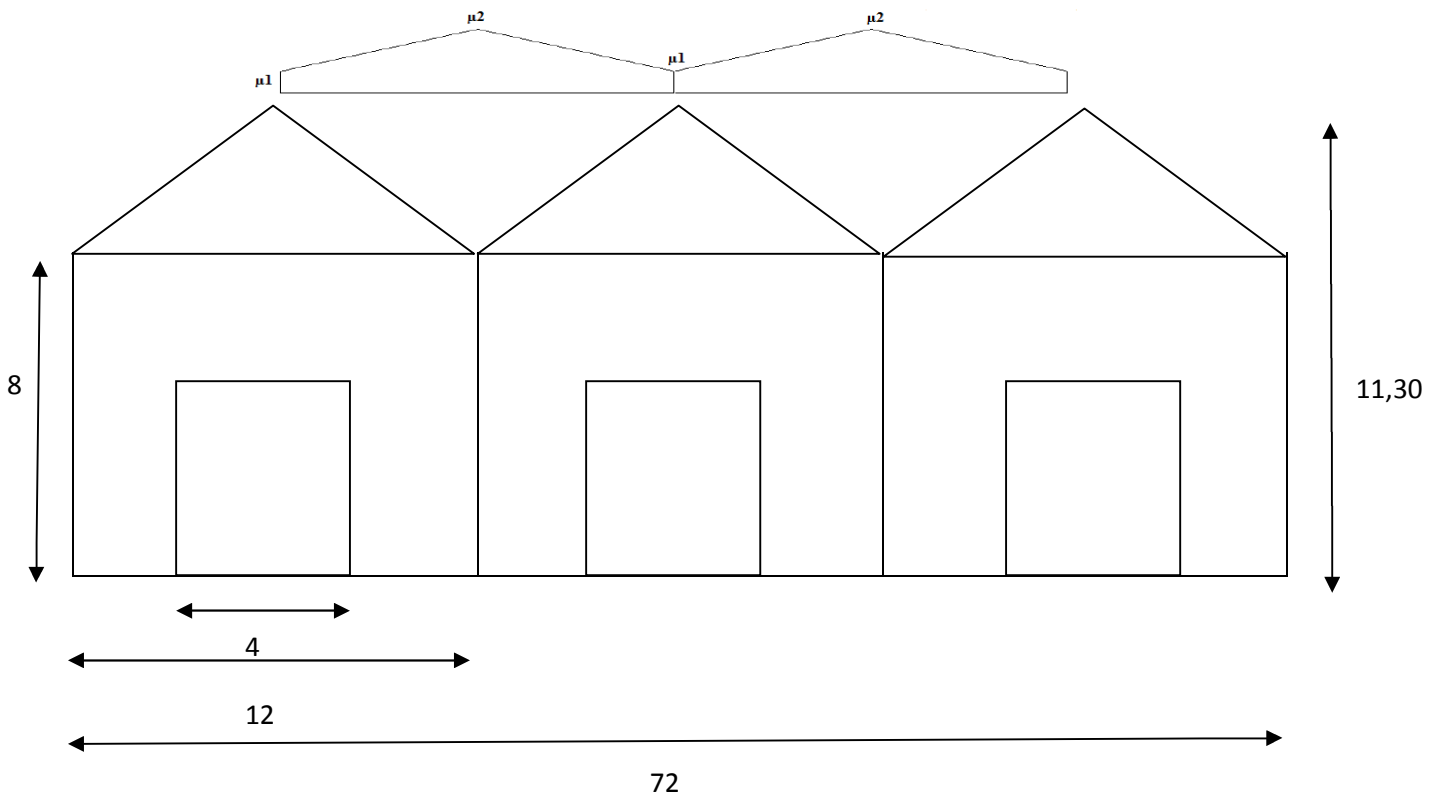
C. Détermination de μ :

Figure II.15. Coefficient de forme pour la toiture

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est : $\text{Artg } \alpha = \frac{3,3}{11,3} = 15,4^\circ$.

On a:

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

Donc :

$$\mu_1 = 0,8 \quad \Longrightarrow \quad S = 0,8 \times 0,71 = 0,568 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8 \left(\frac{15}{30} \right) = 1,2 \quad \Longrightarrow \quad S = 1,2 \times 0,71 = 0,852 \text{ KN/m}^2$$

V.3. Force de frottement

V.3.1. Frottement sur Long-pan

$$\frac{d}{b} = 0,670 < 3$$

$$\frac{d}{11,30} = 4,27 > 3 \quad \text{Le frottement existe.}$$

- **La force du frottement**

La force du frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum q_{dyn}(Z_j) * C_{fr,j} * S_{fr,j} \quad [\text{N}] \quad (\text{Article 1.4.3 RNV 99})$$

Avec :

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

$S_{fr,j}$: (en mm^2) est l'aire de l'élément de surface j

$$C_{fr,j} = 0,01$$

$$q_{dyn} = 690$$

Calcul de $S_{fr,j}$:

a- Toiture

$$S_{fr,j} = 12,44 * 6 * 48,27$$

$$S_{fr,j} = 3602,87 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 690 * 0,01 * 3602,87$$

$$F_{fr} = 24859,803 \text{ N}$$

b- Paroi verticale

$$S_{fr,j} = 8 * 48,27 * 2$$

$$S_{fr,j} = 772,32 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 690 * 0,01 * 772,32$$

$$F_{fr} = 5329 \text{ N}$$

V.3.2. Frottement sur le pignon

$$\frac{d}{b} = 0,670 < 3$$

$$\frac{d}{11,30} = \frac{72}{11,30} = 6,37$$

La force du frottement existe.

a- Toiture

$$S_{fr,j} = 12,44 * 6 * 48,27 = 360,87 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 690 * 0,01 * 3602,87 = 24859,803 \text{ N}$$

b- Paroi verticale

$$S_{fr,j} = 8 * 72 * 2 + \left[\frac{(12 * 3,3 * 6)}{2} * 2 \right] * 3 = 1389,6 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 690 * 0,01 * 1389,6 = 9588,24 \text{ N}$$

Chapitre III Elément secondaires

I. Matériaux de couverture

La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur 10/10^{ème} mm, de longueur 6 m et de largeur 0.726 m, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/V) max.

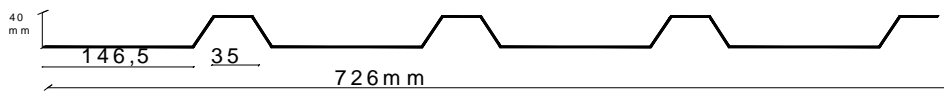


Figure III.1. Tôle nervurée type TN40

Caractéristiques techniques

- Poids propre de la TN40 : pour $e = 10/10^{\text{ème}}$ mm $\rightarrow p = 0.11 \text{ KN/M}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
- Module d'élasticité $E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
- Contrainte élastique $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Flèche admissible $\delta_{\text{max}} = 1/200$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Caractéristiques géométriques

- Section : $s_{\text{TN40}} = 1005.6 \text{ mm}^2$
- Inertie de la TN 40 pour une bande de 1 ml : I de la TN40 = $27.21 \text{ cm}^4 / \text{ml}$
- Module de résistance : $\omega = 9.24 \text{ cm}^3 / \text{ml}$

II. 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 cumulaire avec le vent et la neige. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

II.1 Espacement entre pannes

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

On suppose que la couverture de longueur 6 m est appuyée au plus sur 5 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1.5 m.

II.2 Détermination de l'action pour 1 ml de la couverture

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), qui propose les deux cas de charge suivants.

1^{er} cas : 2 charges ponctuelles de 1.5 KN au 1/3 et 2/3. (DTR-BC-2.2 page 26)

La couverture est de longueur de 10.5 m donc :

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

2^{ème} cas : 1 charge de 1KN appliquée sur une surface de 10 m². Ces 10 m² forment un rectangle, dont le coté est déterminé par l'entraxe entre les deux éléments considérés. Donc pour une bande de 1 ml.

Q sera prise égal à 1 KN/ml.

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

Remarque :

Nous constatons que le deuxième cas est le plus défavorable, donc on prend Q= 1 KN sur une surface de 10 m²

c. Action climatique

Neige : $S_n = 0,852 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Vent: $w = - 1.667 \text{ KN /ml}$

II.3 Calcul de l'espacement**a. Combinaisons d'actions à l'E.L.U**

$$q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.11 + 1.5 \times 1 \times 1 = 1.65 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1.35 G + 1.5 S_n = 1.35 \times 0.11 + 1.5 \times 0.852 = 1.4265 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1.35 G + 1.5 w = 1.35 \times 0.11 + 1.5 \times - 1.667 = -2.352 \text{ KN/ml}$$

$$q = \max (q_1, q_2, q_3) = -2.352 \text{ KN/ml}$$

b. Moment maximum pour poutre continue sur 5 appuis simples

$$M_{\max} = 0.1071 q l^2 \quad \Rightarrow q = 2.35 \text{ KN/ml}$$

l : représente l'espacement entre panne

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\omega} < f_y \quad \Rightarrow 0.1071 q l^2 < f_y \times \omega$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times \omega}{0.1701 \times q}} = \sqrt{\frac{16 \times 9.24}{0.1071 \times 1.8 \times 10^2}} \rightarrow l_{\max} = 2.77 \text{ m}$$

L'espacement entre les pannes à considérer doit être inférieur aux 2.77 m

On prend $e = 2 \text{ m}$

II.4 Dimensionnement des pannes**a. Charge permanentes : « G »**

Poids propre de la couverture = 0.11 KN/m^2

Poids propre de la panne estimé à 0.10 KN/m^2

Donc $G = (0.11 + 0.10) \times 2 = 0.42 \text{ KN /ml}$

b. Charge d'entretien : « Q »

Q sera prise égale à :

$$1\text{KN} \times \text{esp} = 1 \times 2 = 2 \text{ KN /ml}$$

c. Actions climatiques

$$\text{Neige: } S_n = 0.852 \times 2 = 1.704 \text{ KN/ml}$$

On prend la valeur du vent la plus défavorable

$$w_F = - 1.66738 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$q_F = w_F \times \text{esp} = - 1.667 \times 2 = - 3.334 \text{ KN/ml}$$

Les pannes sont appuyées sur 3 appuis simples

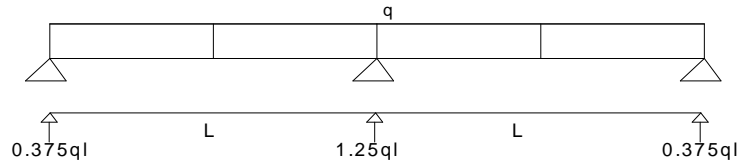


Figure III.2. Pannes sur 3 appuis

d. combinaisons d'action à l'ELU

$$1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.359 + 1.5 \times 2 = 3.48 \text{ KN /ml}$$

$$1.35 G + 1.5 w = 1.35 \times 0.359 + 1.5 \times - 1.667 = -2.985 \text{ KN /ml}$$

$$1.35 G + 1.5 S = 1.35 \times 0.359 + 1.5 \times 1.704 = 3.049 \text{ KN /ml}$$

Pour le dimensionnement de la panne, on tiendra compte de la première combinaison la plus défavorable

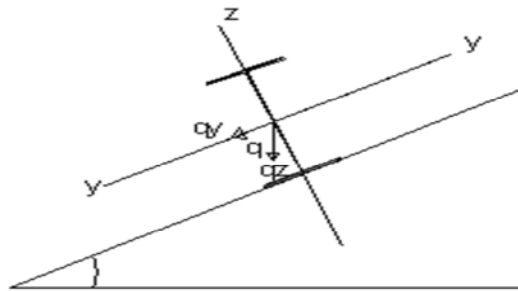


Figure III.3. Chargement d'une panne

$$q_y = q \sin \alpha = 3.48 \sin 15.4 = 0.924 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = q \cos \alpha = 3.48 \cos 15.4 = 3.355 \text{ KN/ml}$$

e. Calcul du moment sollicitant : M_{sd}

- **Plan y-y :** on prévoit des liernes dans le plan (y-y)

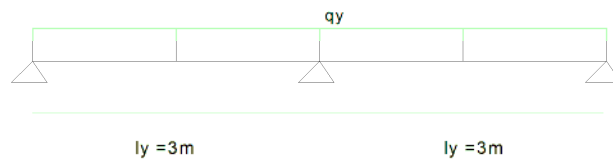


Figure III.4. Panne plan y-y

$$M_{zsd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8} = 0.924 \times \frac{3^2}{8} = 1.039 \text{ KN.m}$$

- **Plan z-z :**

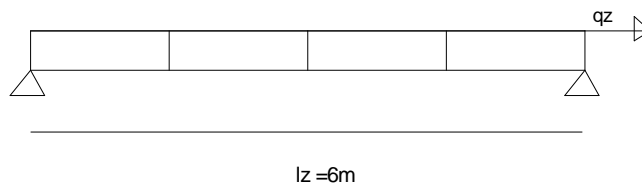


Figure III.5 Panne plan z-z

Panne doux le plan z-z

$$M_{ysd} = q_z \times \frac{l_y^2}{8} = 3.355 \times \frac{6^2}{8} = 15.0975 \text{ KN.m}$$

Pour le dimensionnement des panes, le CCM 97 impose la vérification des inégalités suivantes :

$$M_{ysd} \leq M_{ycrd}$$

$$M_{zsd} \leq M_{zcrd}$$

Avec :

$$\bullet \quad M_{ysd} \leq M_{ycrd}$$

$$\Rightarrow w_{ply \min} = \frac{M_{ysd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{15.225 \times 1.1 \times 10^3}{235}$$

$$\Rightarrow w_{ply \min} = 71.265 \text{ cm}^3$$

$$\bullet \quad M_{zsd} \leq M_{zcrd}$$

$$\Rightarrow w_{ply \min} = \frac{M_{zsd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{1.039 \times 1.1 \times 10^3}{235}$$

$$\Rightarrow w_{ply \min} = 4.863 \text{ cm}^3$$

f. Condition des flèches a l'ELS

$$Q = G + Q = 0.359 + 2 = 2.359 \text{ KN /ml}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 2.359 \sin 15.4 = 0.626 \text{ KN /ml}$$

$$q_z = q \cos \alpha = 2.359 \cos 15.4 = 2.27 \text{ KN /ml}$$

• Plan Y-Y :

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

$$\delta_{\max} = \frac{l_y}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_z \min = 0.415 \times \frac{5 \times q_y \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$I_z \min = 0.415 \times \frac{5 \times 0.924 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.5} = 12.83 \text{ cm}^4$$

• **Plan Z-Z :**

$$\delta = \frac{5 \times qz \times lz^4}{384 \times E \times I_y}$$

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

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_y \min = 5 \times \frac{qz \times lz^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$I_y \min = 5 \times \frac{3.355 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 179.46 \text{ cm}^4$$

II.5. Choix du profile :

Le profil qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS sera un IPE 140 des caractéristiques géométriques suivantes :

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	B mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12.9	16.43	140	73	6.9	541.2	44.92	88.34	19.25	5.75	1.65

Tableau III.1. Les caractéristiques de profile IPE 140

II.5.1. La classe de la section transversale

a. Semelle comprimée

$$\frac{c}{T_f} = \frac{b/2}{T_f} = \frac{73}{2 \times 6.9} = 5.28 < 10 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ pour}$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

Donc la semelle est de classe 1

b. Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{140 - 2(6.9 + 7)}{4.7} = 112.2 < 72 \varepsilon$$

⇒ Donc l'âme est de classe 1 alors la section globale est de classe 1

II.5.2. Vérifications des contraintes

S'agissant de flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y_{sd}}}{M_{NyRd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z_{sd}}}{M_{NzRd}}\right)^{\beta} \leq 1 \quad \rightarrow \quad (5.35 \text{ page 68 CCM97})$$

Pour un profil en classe 1 :

$$M_{NyRd} = M_{NzRd} \frac{(1-n)}{(1-0.5a)}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} = 0 \quad \text{et} \quad a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = \frac{16.43 \times 10^2 - 2 \times 73 \times 6.9}{16.43 \times 10^2} = 0.38$$

$$n < a \Rightarrow M_{NzRd} = M_{plzRd} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma M_0}$$

$$M_{NyRd} = \frac{M_{plzRd}}{1.05a} = \frac{W_{ply} \times f_y}{(1-0.5a)\gamma M_0}$$

$$N_{sd} = 0 \Rightarrow \alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 1$$

Donc il faut vérifier que

$$\left[\frac{M_{y_{sd}} \times \gamma M_0 \times (1-0.5a)}{W_{ply} \times f_y} \right]^2 + \frac{M_{z_{sd}} \times \gamma M_0}{W_{plz} \times f_y} \leq 1 \quad (1)$$

$$M_{y_{sd}} = q_z \frac{l_z^2}{8} = q \cos \alpha \frac{l_z^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{z_{sd}} = q_y \frac{l_y^2}{8} = q \sin \alpha \frac{l_y^2}{8}$$

$$q = 1.35(0.11 \times 2 + 1.667) + 1.5 \times 2.3 = 5.997 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow M_{y_{sd}} = 15.097 \text{ KN.m}$$

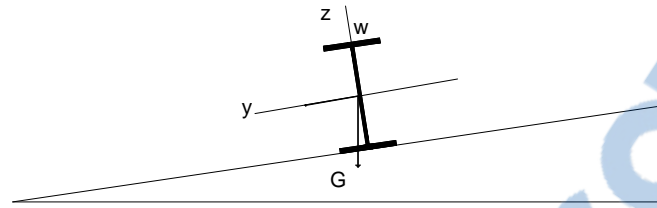
$$\Rightarrow M_{z_{sd}} = 1.039 \text{ KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow \left[\frac{15.097 \times 10^2 \times 1.1(1-0.5 \times 0.38)}{88.34 \times 23.5} \right]^2 + \left[\frac{1.039 \times 10^2 \times 1.1}{19.25 \times 23.5} \right] = 0.94 < 1$$

Donc la section résiste à la flexion

II.5.3. Vérifications de la panne vis-à-vis du déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section à l'action du vent en soulèvement.

**Figure III.6** panne vis-à-vis déversement

Caractéristique de profile IPE 160

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	B mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

Tableau III.2. Les caractéristique de profile IPE 160**a. Moment sollicitant**

$$M = (1.5 w + 1.35 G_z) \frac{l^2}{8} \text{ Le plus défavorable}$$

$$M = [1.5(-2.25) + 1.35(2.359 + 0.11 \times 2) \cos 15.4] \frac{6^2}{8} = -13.15 \text{ KN /m}$$

b. Résistance de calcul de l'IPE 160 au déversement

La résistance de calcul d'un élément fléchi vis-à-vis du déversement est donnée par la formule suivante :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times B_w \times f_y \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_w = 1 \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{array} \right. \text{ et } \text{pour les sections de classe 1}$$

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

χ_{LT} : facteur de déversement

Avec:

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT}^- - 0,2) + \lambda_{LT}^{-2}]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{pl} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w + L^2 \times G \times I_t}{I_y \pi^2 \times E \times I_y}}$$

Avec :

$$\checkmark C_1 = 1,132$$

$$\checkmark I_y : \text{moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie} = 68.31 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark I_t : \text{moment d'inertie de torsion} = 3,6 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark I_w : \text{moment d'inertie de gauchissement} = 3,96 * 10^3 \text{ cm}^6$$

$$\checkmark G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 * 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 * 10^6 \text{ N/cm}^2$$

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

$$M_{cr} = 1,132 \pi^2 \frac{21 \times 10^6}{600^2} \times 68.31 \times \sqrt{\frac{3,96 \times 10^3}{68.31} + \frac{(600^2) \times 8,08 \times 3,6}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}}$$

$$M_{cr} = 338620,71 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 235 \times 10^2}{338620,71}} = 2,93 = \lambda_{LT}^-$$

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

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

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} \rightarrow (\text{annexe B page 145 CCM 97})$$

$$C_1 = 1.132 \rightarrow (\text{tableau B 1.2 page 144 CCM 97})$$

$$I_z = 100.81 \text{ cm}^4 \text{ moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible}$$

$$I_w = 7.43 \times 10^3 \text{ cm}^6 \text{ moment d'inertie de gauchissement}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \text{ (module de cisaillement)}$$

$$E \text{ et } \nu \text{ sont donnés} \rightarrow \text{dans le tableau 3.2 (page 15 CCM 97)}$$

E module d'élasticité longitudinale

v Coefficient de poisson

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 235 \times 10^2}{338620,71}} = 2,93 = \lambda_{LT}^-$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(2,93 - 0,2) + (2,93^2)] = 5,07 = \phi_{LT}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[5,07 + \sqrt{5,07^2 - 2,93^2}]} = 0,108$$

$$M_{bRd} = 0,108 * 1 * 123,9 * \frac{23,5}{1,1} = 28,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 16,29 < M_{bRd} = 28,58 \quad \text{La stabilité du déversement est vérifiée.}$$

II.5.4. Stabilité au voilement par cisaillement

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies comme il est indiqué au chapitre 5.6.1 page 89[CCM97].

$$\frac{d}{t_w} < 69\epsilon$$

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles Pour notre profilé IPE160 :

$$d = h - 2(tf + r) \Rightarrow 160 - 2(7,4 + 9) = 127,2$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 < 69$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Conclusion

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

II.5.5. Stabilité des pannes au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement est assurée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{FC}}}$$

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

t_w : épaisseur de l'âme

A_w : aire de l'âme du profilé = $(h - 2t_f) \times t_w = (160 - 2 \times 7,4) \times 5 = 726 \text{ mm}^2$

A_{fc} : aire de la semelle comprimée = $b \times t_f = 82 \times 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2$

f_y : limite d'élasticité de la semelle comprimée = $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

E : module d'élasticité = $2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

K : coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe 1

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$$K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{2,1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-2(t_f+r)}{t_w} = \frac{160-2(7,4+9)}{5} = 25,44 \text{ mm}$$

$$25,44 < 293$$

⇒ La stabilité de la panne au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

Conclusion

La section en IPE160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilités.

Donc il est convenable pour assurer le rôle des pannes.

II.6. Liernes de pannes

Les liernes de pannes sont des tiges filetées de part et d'autre disposées à mi-portée Perpendiculairement aux pannes dans le plan de la toiture, leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes en réduisant la portée transversale de ces derniers.

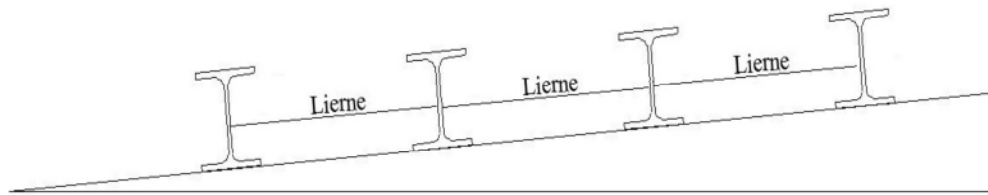
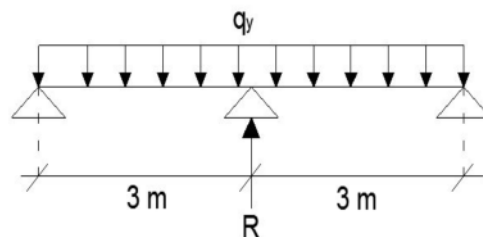


Figure III.7. Les liernes des pannes

II.7. Dimensionnement des liernes des pannes

Dans le plan (Y-Y), on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

La réaction au droit de cet appui est $R_i = 5/4 q_x \cdot l_x$



$$q = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 (0,11 + 0,158) - 1,5 (1,667) = -2,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_x = q \sin \alpha = 2,14 * \sin 15,4 = 0,57 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = q \cos \alpha = 2,14 * \cos 15,4 = 2,06 \text{ KN/ml}$$

a. Réaction de la panne sur la lierne la plus sollicitée

$$R = 5/4 * q_x * \frac{L_x}{2} = 1,25 * 0,57 * \frac{6}{2} = 4,27 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{4,06}{2} = 2,13 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$T_2 = R + T_1 = 4,27 + 2,13 = 6,4 \text{ KN} \quad \text{Ferme}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

$$T_3 = R + T_2 = 4,27 + 6,4 = 10,67 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_4 :

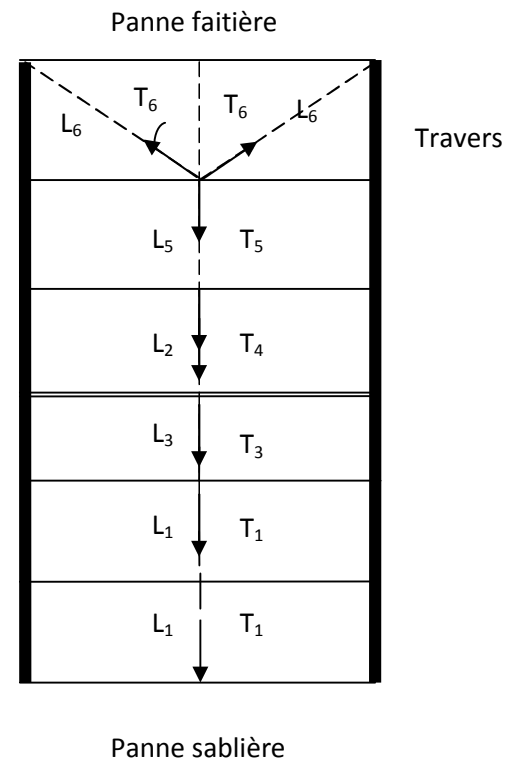
$$T_4 = R + T_3 = 4,27 + 10,67 = 14,94 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_5 :

$$T_5 = R + T_4 = 4,27 + 14,94 = 19,21 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_6 :

$$2T_6 \cdot \cos \theta = T_5$$



Calcul de la section des liernes : le tronçon le plus sollicité L_5

$$T_5 = 19,21 \text{ KN}$$

Dimensionnement des liernes tendus,

$$N_{sd} \leq N_{plRd} \text{ et } N_{plRd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \rightarrow \quad (5.4.3 \text{ page 60 CCM 97})$$

$$N_{sd} = \left(\frac{R}{2} + R(6 - 1) \right) = 23,40 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A_s \geq N_{sd} \frac{\gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$A_s \geq \frac{23,48 * 1,1}{235 * 10^{-3}} = 109,9 \text{ mm}^2$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre $\phi 12$ et d'une section résistante :

$$A_s = 113 \text{ mm}^2$$

II.8. Dimensionnement de l'échantignole

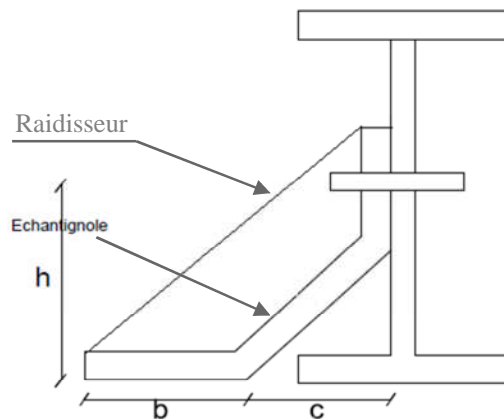


Figure III.8. Schéma de l'échantignole

On peut aussi, au lieu de calculer cette échantignolle, on pose un raidisseur afin qu'il puisse réduire les efforts contraignants.

II.9. Lisse de bardage

Les lisse de bardages sont des élément secondaires reprendre les sollicitation dues vent est généralement des profilé en U , elles sont prévues sur le pignon et le long-pan pour permettre la fixation et le support du matériau de bardage.

Elles sont simplement appuyée sur les poteaux du long-pan et sur les potelets suivant le pignon, aussi comportent les liernes a mi-porté dans le paln (y-y) pour minimiser leurs déformations.

II.9.1. Espacement des lisses

Prenons espacement de : $e = 1.5 \text{ m}$

La hauteur de mur de soubassement $h = H - (n-1) * e$

H : hauteur de poteau = 8 m

e : espacement des lisses $e = 1.5 \text{ m}$

n : nombre de lisse $n = 6$

Alors $h = 8 - 5 \times 1.5 = 0.5 \text{ m}$

II.9.2. Dimensionnement des lisses

Pour dimensionner les lisses, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression du vent exercée sur le long-pan et sur le pignon.

II.9.3. Efforts sollicitant la lisse

Les lisses sont soumises à la flexion bi-axiale sous l'effet des charges suivant :

Une charge horizontale due à la pression de vent W_{\max} :

$$W_{\max} = 1.66 \text{ KN/m}^2$$

Une charge verticale due au poids propre de la lisse et le bardage.

Poids propre de la lisse estimé 0.12 KN/m

Poids propre du bardage $TN40 = 0.11 \text{ KN/m}^2$

a. Evaluation des charges

a-charge permanentes (G) : Poids propre du bardage

$$G = 0.11 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 0.11 \times 1.5 \Rightarrow G = 0.16 \text{ KN/ml}$$

b- surcharge climatique (W)

$$W_{\max} = 1.66 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 1.66 \times 1.5 \Rightarrow W = 2.49 \text{ KN/ml}$$

Les lisses sont appuyées sur deux poteaux de portée $L = 6 \text{ m}$, elles sont soumises à la flexion bi-axiale.

II.9.3.1 Condition de l'E.L.U

a. Moment sollicitant M_{sd}

Plan y-y

$$M_{sdz} = 1.35 F_y \frac{l_y^2}{8} = 1.35 \times 0.285 \times \frac{3^2}{8} = 0.43 \text{ KN.m}$$

plan z-z

$$M_{sdy} = 1.5 F_y \frac{l_z^2}{8} = 1.5 \times 2.49 \times \frac{6^2}{8} = 44.82 \text{ KN.m}$$

b. Modules résistance

$$M_{sdy} \leq M_{cRdy} :$$

$$M_{sdy} \leq M_{cRdy} \Rightarrow M_{sdy} \leq W_{plymin} \frac{f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{plymin} = \frac{M_{sdy} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{4482 \times 1.1}{23.5} = 209,79 \text{ cm}^3$$

$$M_{sdz} \leq M_{cRdz} :$$

$$W_{plymin} = \frac{M_{sdz} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{43 \times 1.1}{23.5} = 2.01 \text{ cm}^3$$

II.9.3.2 Condition des flèches a l'E.L.S

Plan y-y

$$\delta_1 = \frac{0.415 \times 5 \times F_Y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{1max} = \frac{l_y}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \delta_1 < \delta_{1max} &\Rightarrow I_{zmin} = 0.415 \times \frac{5 \times F_Y \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{1max}} \\ &\Rightarrow I_{zmin} = 0.415 \times \frac{5 \times 0.285 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.5} \\ &\Rightarrow I_{zmin} = 3.96 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Plan Z-Z

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

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

$$\begin{aligned} \delta_2 < \delta_{2max} &\Rightarrow I_{ymin} = 5 \times \frac{F_z \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{2max}} \\ &\Rightarrow I_{ymin} = 5 \times \frac{1.68 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} \\ &\Rightarrow I_{ymin} = 450 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

II.9.4. Choix de profil

En prenons un UAP 130

DESIGNATIO N abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y ⁴ cm ⁴	I _z ⁴ cm ⁴	W _{pl-y} ³ cm ³	W _{pl-z} ³ cm ³	i _y cm	i _z cm
UAP130	13.7	70.7	130	55	9.5	459.6	51.3	83.51	25.55	5.12	1.71

Tableau III.3 les caractéristiques du profilé UPA 130

II.9.4.1. Vérifions la flèche de L'U.A.P130

a. Charge horizontale F_Z

$$F_Z = W_{\max} \times \text{esp} = 1.66 \times 1.5 = 2.49 \text{ KN/m}$$

b. Charge verticale F_y

Le poids propre du bardage et de la lisse

$$F_y = 0.11 \times 1.5 + 0.137 = 0.313 \text{ KN/ml}$$

1. Plan y-y

$$\delta_1 = \frac{0.415 \times 5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{0.415 \times 5 \times 0.313 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 51.3} = 0.127 \text{ cm}$$

$$\delta_{1\max} = \frac{l_y}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

2. Plan Z-Z

$$\delta_2 = \frac{5 \times F_Z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = 5 \times \frac{2.49 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 495}$$

$$\delta_2 = 4.04 \text{ cm}$$

Donc : $\delta_1 < \delta_{1\max}$ et $\delta_2 < \delta_{2\max} \Rightarrow$ UAP 130 vérifiée la condition de flèche

II.9.4.2.Calculs des attaches des lisses

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

II.9.4.2.Calcul du boulon d'attache

Le boulon d'attache semis a un effort de combinée de cisaillement sous l'effort du vent et de traction sous l'effort de charge permanentes

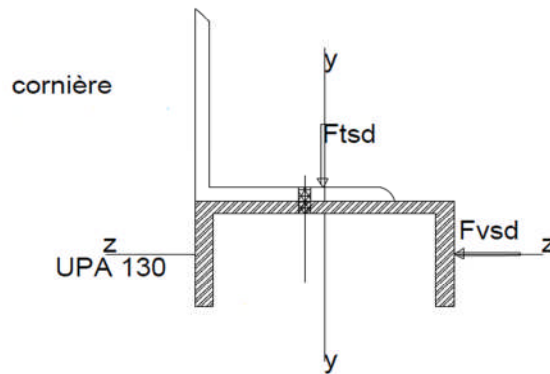


Figure III.9. Attache des lisses

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4 \times F_{tRd}} \leq 1 \text{ (CCM 97).}$$

F_{vRd} et F_{tRd} : (CCM 97).

$$F_{vRd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = \frac{0.6 \times 0.8 \times A_s}{1.25} = 0.384 A_s$$

$$F_{tRd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma M_b} = \frac{0.9 \times 0.8 \times A_s}{1.25} = 0.576 A_s$$

$$F_{vsd} = 1.5 \times F_z \times \frac{l}{2} = 1.5 \times 2,49 \times \frac{6}{2} = 11.20 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 1.35 \times F_y \times \frac{l}{2} = 1.35 \times 0.313 \times \frac{6}{2} = 1.27 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4 \times F_{tRd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{vsd}}{0.384 A_s} + \frac{F_{tsd}}{1.4 \times 0.576 A_s} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{11,20}{0.384 A_s} + \frac{1.27}{0.8 A_s} \leq 1$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = \frac{9,447}{0.3} = 31.49 \text{ mm}^2$$

Alors : On prend un boulon de diamètre $\emptyset 12$ ($A_s = 84.30 \text{ mm}^2$)

II.9.4.3. Soudure de lisse

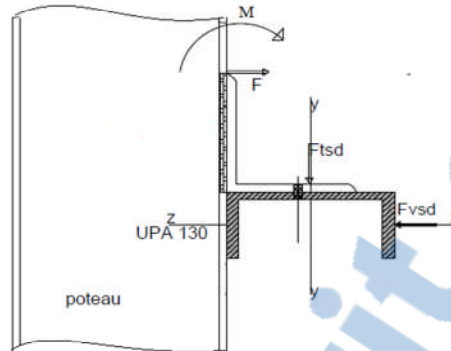


Figure III.10. Soudure des lisses

$$M = F_{tsd} \times d = 1.27 \times 65 = 82.55 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

Effort sollicitant le cordon de soudure **F** :

$$F = \frac{M}{h} = \frac{82.55}{100} = 0.8255 \text{ KN}$$

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

Prenons un cordon d'épaisseur $a = 4 \text{ mm}$ et vérifiant :

$$\sqrt{3\tau^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma M_w}$$

Avec :

β_w : Facteur de corrélation approprié dépendant de la nuance d'acier.

$\beta_w = 0.8$ pour Fe 360

$\gamma M_w = 1.25$ et $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

$$\left\{ \sqrt{3\tau^2} = \sqrt{3 \left(\frac{F}{h \times a} \right)^2} = \sqrt{3 \left(\frac{82.55 \times 10^3}{100 \times 4} \right)^2} = 357.5 \text{ N/mm}^2 \right.$$

$$\left\{ \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma M_w} = \frac{360}{0.8 \times 1.25} = 360 \text{ N/mm}^2 \right.$$

$$\sqrt{3\tau^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma M_w} \quad \text{Donc le cordon de soudure d'épaisseur } 4 \text{ mm est suffisant}$$

II.10. Calcul des potelets

Les sections des potelets le plus souvent utilisées sont les profilés en **I** en **H** qui sont rigidifié le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

II.10.1. Détermination des sollicitations

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

Hauteur de potelet $H=8,00\text{m}$

Entre-axe $L= 6\text{m}$

Nombre lisse de bardage $N=6$

- **Evaluation des charges et surcharges :**

a- Charge permanente (G) :

Poids propre du bardage : $G1= 0,11 \times 1,5 = 0,165 \text{ KN/ml}$

Poids propre des lisses UPA 130 $G2 = 0,137 \text{ KN / ml}$

$G= (0,165 + 0,137) = 0,302 \text{ KN/ml}$

b- Surcharge climatique (vent) :

Action du vent $q_w = 1,66 \times 1,5 = 2,49 \text{ KN/ml}$

- **Dimensionnement :**

Combinaison des charges à L'ELU :

$q_u = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times 0,302 + 1,5 \times 2,49 = 4,14 \text{ KN/ml}$

$M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 4,14 \times \frac{8^2}{8}$

$M_{sd} = 33,12 \text{ KN.m}$

Les verifications suivants sont imposées par le CCM97

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

Avec:

$$M_{c,rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$W_{ply,min} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{33,12 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{ply,min} \geq 155,02 \text{ cm}^3$$

II.10.2. Choix de profilé

Choisir IPE 220 \Rightarrow poids propre de IPE₂₂₀=0,262kn/ml

II.10.3. Vérification de la flèche à L'ELS

$$q_u = G + W = (0,302 + 0,262) + 2,49 = 3,054 \text{ KN/ml}$$

$$\delta = \frac{5q_s l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{max} \quad \delta = \frac{5 \times 3,054 \times 800^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2772} = 2,79 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 220	22,2	33,4	220	110	9,2	5,9	2317	171,4	285,4	58,11	9,11	2,48

Tableau III.4. Caractéristiques du profilé IPE 220

II.10.4. Classe du profilé

a. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = h - 2(t_f + r) \Rightarrow d = 220 - 2 \times (9,2 + 12) \Rightarrow d = 177,6 \text{ mm}$$

$$\frac{177,6}{5,9} \leq 36 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 30,10 < 36$$

l'âme est de classe I

b. Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 5,97 < 10$$

la semelle est de classe 1

Conclusion : La section est de classe I

II.10.5. Vérification des contraintes

Nous sommes dans la flexion composée, il faut vérifier :

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

Avec :

- M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 33,12$ KN.m)
- $M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

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

Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd} :

$$N_{sd} = (P_p \text{ bardage}) + (P_p \text{ lisse}) + (P_p \text{ potelet})$$

$$N_{sd} = (0,11 \times 6 \times 8,00) + (0,137 \times 6 \times 6) + (0,222 \times 8,00) = 11,98 \text{ kn}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{A \times f_y} = \frac{11,98 \times 1,1}{33,4 \times 23,5} = 0,016$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0,5 \right) \quad \text{avec} \quad A_w = A - 2b_f t_f$$

$$\Rightarrow A_w = 33,4 - (2 \times 11 \times 0,92) = 13,16 \text{ cm}^2$$

Donc: $a = \min\left(\frac{13,16}{33,4}; 0,5\right) = 0,39$

Alors :

$$M_{N,Rd} = 285,4 \cdot \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} \left[\frac{(1 - 0,016)}{(1 - (0,5 \times 0,39))} \right] = 74,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 33,12 \text{ KN.m} \ll M_{N,Rd} = 74,52 \text{ KN.m}$$

Condition Vérifiée

II.10.6. Résistance du potelet au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Resistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{220}{110} = 2 > 1,2 \\ t_f = 2,9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$$

- **Plan (y-y)**

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

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{900}{9,11} = 87,81 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{87,81}{93,9} = 0,93$$

- **Plan (z-z)**

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

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{800}{2,48} = 322,48 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{322,48}{93,9} = 3,4$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 3,4$$

❖ **Coefficient de réduction**

A partir de tableau 55.2 page 76 CCM97 déterminer χ en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$, Et la courbe de flambement $\bar{\lambda} = 3,4$

$$\Rightarrow \chi = 0,0994$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,0994 \times 1 \times 3340 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 70,92 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 11,98 \text{ KN} \ll N_{N,Rd} = 70,92 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

II.10.7. Résistance au voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 5,93 \\ 69\varepsilon = 69\sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

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

II.10.8. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}}$$

Avec :

$$A_w: \text{Aire de l'âme } A_w = t_w \times d = 5,9 \times 177,6 = 1047,84 \text{ mm}^2$$

- A_{fc} : Aire de la semelle comprimée $A_{fc} = b \times t_f = 110 \times 2,9 = 319 \text{ mm}^2$

$$A_{fc} = b_f \cdot t_f = 110 \times 2,9 = 319 \text{ mm}^2$$

- f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$)
- K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I
- f_{yt} : limite d'élasticité de la semelle comprimée $f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$
- E : Module d'élasticité $E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{2,1 \times 10^5}{235} \sqrt{\frac{1047,84}{319}} = 1619,58 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

II.10.9. Résistance du potelet au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} = est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

- M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21.10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08.10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 20,1 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 126.10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 604 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21.10^6 \cdot 604}{800^2} \sqrt{\frac{126.10^3}{604} + \frac{800^2 \cdot 8,08.10^6 \cdot 20,1}{3,14^2 \cdot 21.10^6 \cdot 604}}$$

$$M_{cr} = 62044785,91 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl.y} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 285,4 \times 235 \times 10^2}{62044785,91}} = 0,32$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)}$$

Avec:

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

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profiles laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,32 - 0,2) + 0,32^2] = 0,56$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,32^2} \right)} = 0,98$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,98 \times 1 \times 285,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 59,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 33,12 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 59,75 \text{ KN.m}$$

Condition Vérifiée

Chapitre IV Etude sismique

I. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produisant des dégâts destructifs au niveau de la construction et par conséquent la vie humaine. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul

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

II. Principe de la méthode

Elle consiste à déterminer les effets extrêmes engendrés par l'action sismique par le calcul des modes propres de vibrations de la structure qui dépendent à la fois de sa masse, de son effet d'amortissement et de ses forces d'inertie à travers un spectre de réponse de calcul

III. spectre de réponse de calcul

D'après le règlement (RPA99/version.2003) l'action sismique est représentée par le spectre suivant :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone : Donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de structure

Classification des ouvrages 1B \Rightarrow A = 0,10

- η : facteur de correction d'amortissement

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

- R : coefficient de comportement de la structure : Ossature contreventée par palées triangulées en X $\rightarrow R = 4$
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : on a site ferme (S2) $T_1 = 0,4s$ et $T_2 = 0,15s$
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Portique en acier $\rightarrow \xi = 5\%$ $\Rightarrow \eta = 1.$

- β : Coefficient de pondération : fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas $\rightarrow \beta = 0,50$

- Q : facteur de qualité : La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^b p_q$$

- P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Critère « q »	observation	p_q
Condition minimale sur les files de contreventement	observé	0
Redondance en plan	non observé	0,05
Régularité en plan	observé	0
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,1
Total p_q		0,15

Tableau VI-1 Valeurs des pénalités

Donc : $Q = 1 + 0,15 \Rightarrow Q = 1,15$

IV. Analyse dynamique de la structure

Elle permet de déterminer les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amortie tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

V. Modélisation de la structure

Le logiciel SAP 2000, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries,

V.1. Etapes de la modélisation

- En premier temps définir le système d'unités (KN.m).
- Géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.

Elément de la structure	sections
Poteaux	HEA 220
Traverses (toiture)	IPE 200
Pannes (toiture)	IPE 160
contreventements	2L 65x65x7

Tableau IV.2. Définitions des éléments métalliques constituant la structure.

- Définition des charges à appliquer.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons des charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Analyse numérique de la structure.

Du faite de la longueur du projet (72m), les calculs menés dans mon cas prennent en compte l'effet de dilatation thermique.

V.2. Analyse modale

Le spectre est caractérisé par les donnees suivantes :

- Zone I
- Groupe d'usage 1B
- $R = 4$
- $\xi = 5\%$

- $Q = 1,15$
- Site ferme S2

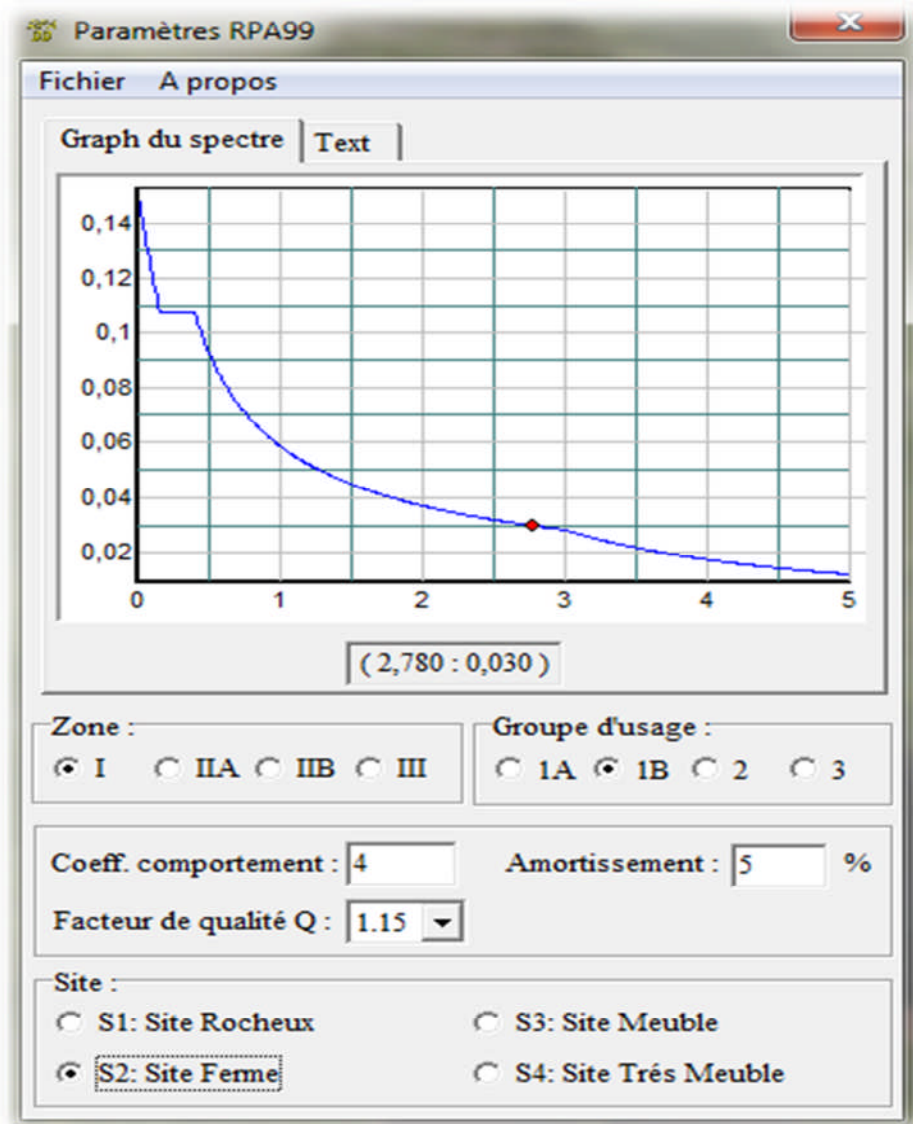


Fig. IV.1.Spectre de réponse

VI. Vérification de la structure

a. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T calculé par le logiciel **SAP 2000** ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP 2000 : **T=0,870 s**

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot H_N^{3/4}$$

Avec :

H_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $H_N = 11.30\text{m}$

C_t : coefficient fonction du système de contreventement, et du type de remplissage

On a un portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie $C_t = 0.085$

D'où :

$$T = 0.085 \times (11.30)^{3/4} \Rightarrow T = 0.52 \text{ s} \Rightarrow T + 30\% T = 0.67 \text{ s}$$

Donc :

$$0.87 \text{ s} > T + 30\% T = 0.67 \text{ s} \quad \textbf{Condition Non Vérifiée}$$

b. Calcul de la force sismique totale V :

D'après l'article 4.2.3, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement suivant deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

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

- A: est le coefficient d'accélération de zone : **A=0.10**
- D : est le facteur d'amplification dynamique moyen. Déterminé en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & T \geq 3\text{s} \end{cases}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$D = 2.5 \times 1 \left(\frac{0,4}{0,52}\right)^{2/3} \\ \Rightarrow D = 2,09$$

- W : le Poids total de la structure

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanente

W_{Qi} : charge d'exploitation

$W = 1555,68 \text{ KN}$ (logiciel SAP 2000)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0.8V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 91,779 \text{ KN}$

Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 86,482 \text{ KN}$

Donc calcul la force sismique :

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

$$V = \frac{0.1 \times 2.09 \times 0.15}{4} \times 1555,68 \quad \Rightarrow \quad V = 93,476 \text{ KN}$$

	$V_t \text{ (KN)}$	$V \text{ (KN)}$	$80\% V$	$0.8V < V_t$
Sens X	91,779	93,476	74,781	C . V
Sens Y	86,482	93,476	74,781	C . V

Tableau IV.3. Résultat des forces sismiques à la base

VII. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i
- R : Coefficient de comportement $R = 4.$

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Sens	(x)		Sens	(y)			
$\delta_{ek} (m)$	R	$\delta_k (m)$	$\delta_{ek} (m)$	R	$\delta_k (m)$	1% hetage(cm)	Condition Vérifiée
0,103	4	0,412	0,24	4	0,96	0,113	

Tableau IV.4. Résultat du déplacement

Chapitre V ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAU

I. Introduction

Pour la vérification du portique, on va prendre en considération l'effet de la rigidité et les différents chargements qui sollicitent de manière variable à chaque portique, donc avec ces raisons et d'autre, on va faire l'étude de portique qui contient le poteau et la traverse la plus sollicitée.

II. Dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel SAP2000 sont :

- $N_{sd} = 64,56 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 100,7 \text{ kN.m}$

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfaites la condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{Pl,Rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}} \right)^2 \leq 1,00$$

Avec:

$$\begin{cases} M_{Pl,Rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \\ N_{Pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \end{cases}$$

Le profile choisie doit satisfaire le plus convenablement possible la condition de résistance :

$$\begin{aligned} \left(\frac{M_{sd}}{M_{Pl,Rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}} \right)^2 &\Rightarrow \left(\frac{M_{sd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}} \right)^2 \\ &\Rightarrow \left(\frac{100,7 \cdot 10^6}{568,5 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1,1}} \right)^1 + \left(\frac{64,56 \cdot 10^3}{64,34 \cdot 10^2 \cdot \frac{235}{1,1}} \right)^2 = 0,84 < 1 \end{aligned}$$

Condition. Vérifiée

Donc le profilé **HEA 220** est vérifié.

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b m m	t _f m m	t _w m m	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 220	50.5	64.34	210	300	220	7	5410	1955	568.5	270.6	5.51	9.17

Tableau VI.1 Caractéristiques du profilé HEA 220

II.1. Classe de la section transversale

a. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = h - 2(t_f + r) \Rightarrow d = 210 - 2 \cdot (11 + 18) \Rightarrow d = 152 \text{ mm}$$

$$\frac{152}{7} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 21,71 < 33$$

l'âme est de classe I

b. Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{\frac{bf}{2}}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 10 = 10$$

la semelle est de classe I

Conclusion : La section est de classe I

II.2. Vérification de flambement

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augment progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme. Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

Avec :

- N_{sd} : Effort de compression.

- $N_{b,Rd}$: La résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale à:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{M_1}}$$

- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$$

a- Longueur de flambement $l_f = 0,5 \times L_0$

$$l_f = 0,5 \times 8 \Rightarrow l_f = 4 \text{ m}$$

Plan (y-y) :

$$\text{Axe (y-y)} \Rightarrow \text{courbe (b)} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{400}{9,17} = 43,62 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{43,62}{93,9} = 0,46$$

Plan (z-z) :

$$\text{Axe (z-z)} \Rightarrow \text{courbe (c)} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{400}{5,51} = 72,59 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{72,59}{93,9} = 0,77$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,77$$

b- Détermination de coefficient de flambement χ

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}\right)} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right]$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49(0,77 - 0,2) + 0,77^2] \Rightarrow \phi = 0,93$$

$$\chi = \frac{1}{\left(0,93 + \sqrt{0,93^2 - 0,77^2}\right)} \Rightarrow \chi = 0,93$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,688 \times 1 \times 64,34 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 94,56 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 187,86 \text{ KN} \ll N_{b,Rd} = 94,56 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée**II.3. Contreventement****II.3.1. Introduction**

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, effets de séismes, chocs

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent » et contreventement « en ciseaux », et en façade « palée de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués sur les pignons que sur les long pans.

II.3.2. Effort axial de traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

- $N_{sd} : 41,35 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \Rightarrow N_{sd} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{mo}}{F_y} \Rightarrow A \geq 1,93 \text{ cm}^2$$

Donc : choisir 2L 65X65X7 ($A = 7,53 \text{ cm}^2$)

a. Résistance plastique de calcul de section brute

$$N_{pl,rd} = 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec:

$$A = 7,53 \text{ cm}^2 ; \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; \quad \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$N_{pl,rd} = 2 \cdot 7,53 \cdot 235 / 1,1 = 321,73 \text{ KN}$$

b. Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2}$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide}$$

$$A_{vide} = d \times t \Rightarrow A_{vide} = 20 \times 7 \Rightarrow A_{vide} = 140 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide} \Rightarrow A_{net} = 613 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2} \Rightarrow N_{net,rd} = 613 \times 235 / 1,1 \Rightarrow N_{net,rd} = 130,95 \text{ KN}$$

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

Avec :

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ; \quad \gamma_{M_2} = 1,1$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 613 \times 360 / 1,1$$

$$N_{u,rd} = 198,61 \text{ KN}$$

c. Vérification

$$\text{Min} (N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\text{Min} (321,73; 130,95; 198,61) \geq 71,32 \text{ kn}$$

Condition Vérifiée

II.4. Calcul des traverses

Justification des traverses (IPE 200)

Charges réparties sur la traverse

- Poids du panneau isolant

- Poids de la tôle ondulée
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

Les moments maximaux sollicitant la traverse sont obtenus par le logiciel SAP 2000.

$$N_{sd} = 255,89 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 23 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 37,75 \text{ KN.m}$$

II.4.1. Caractéristiques de la traverse

II.4.1.a. Choix de profil

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f m m	t _w m m	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	1943	142	221	44.6	8.26	2.24

Tableau VI.2 : Caractéristique géométrique de profile IPE 200

II.4.1.b. Classe de la section transversale

a. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{159}{5,6} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \Rightarrow \quad 28,39 < 72 \quad \text{la semelle est de Classe I}$$

Donc la section globale est de classe I.

b. Condition de résistance

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma M_0$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 1465,02$$

D'où:

$$V_{pl.Rd} = 1465,02(235 / \sqrt{3}) / 1,1 = 218,64 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 23 \text{ KN} < 50\% V_{pl.Rd}$$

Donc on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.Rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{221000 \cdot 355}{1,1} = 47,213 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{285 \cdot 235}{1,1} = 608,86 \text{ KN}$$

D'où:

$$\left(\frac{37,75}{47,213} \right) + \left(\frac{255,89}{608,86} \right)^2 = 0,97 \leq 1$$

La condition est donc vérifiée.

II.4.1.c. Résistance de la traverse au déversement

* Le moment résistant de déversement est donnée par

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

Avec:

$$\beta_w = 1 \text{ section de classe I ;}$$

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement.

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

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

$$\bar{\lambda}lt = \left[\frac{\lambda lt}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta w}$$

$$\lambda lt = \frac{L \cdot \left[\frac{w^2 p l y}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[\frac{L^2 G l t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1-\epsilon)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \epsilon = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 6,98 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 12,99 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 142,4 \text{ cm}^4$)

$$\lambda lt = 17778,97$$

$$\lambda_1 = 93,9 \epsilon = 93,9 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}lt = 1,89$$

$$\emptyset = 0,5 \left[1 + \left(\frac{-0,2}{\lambda_1} + \frac{1}{\lambda_1^2} \right) \right] = 2,28$$

$$X_{LT} = 1 / \left(\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \frac{1}{\lambda_1^2}} \right) = 0,28$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ pour les profile laminés

D'où : $M_{bRd} = 1321,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Donc : $M_{bRd} = 1321,98 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{ysd} = 37,75 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition. Vérifiée}$

Chapitre VI Etude d'assemblage

I. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

II. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

II.1. Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VI.1 : Les classes des boulons

II.2. Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides , cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs . Les soudages à la flamme

oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler .

- **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage , le collage , le boulonnage par boulons HR.

- **Coefficient de frottement**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces , par brossage ou grenaillage , pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage , etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0.30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

III. Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)
- Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

IV. Liaison poteau-traverse

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la traverse permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

L'assemblage est réalisé par une platine boulonnée sur la semelle de poteau est soudée à l'âme de traverse.

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer l'assemblage.

$$N_{sd} = 259,12 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 50,65 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 178,022 \text{ KN.m}$$

IV.1. Soudure de la platine

Soudure de la semelle tendue

Epaisseur de la platine : $e_p = 20\text{mm}$

Cordon de soudure : $a = 14\text{mm}$

La traverse est assemblée à la platine par un cordon de soudure d'épaisseur de 14 mm

IV.2. Calcul des boulons sollicités en traction

$$T_R = 0,8 f_{ub} A_s = 0,8 \times 1000 \times 245 = 196 \text{ KN}$$

$$M_R = 2 T_R (0,065 + 0,175 + 0,285) = 205,8 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 205,8 \text{ KN.m} > M_{sd} = 178,022 \text{ KN.m}$$

Condition. Vérifiée

IV.3. Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 3 boulons HR 10.9 $\varnothing 20$ mm.

a. Pince longitudinale e_1

$$1,2 d_o \leq e_1 \leq 12 t$$

$$d_o = \varnothing + 2 \text{ cm}$$

$$d_o = 20 + 2 \text{ cm} = 22 \text{ cm}$$

$$1,2 * 22 \leq e_1 \leq 12 * 20$$

$$26,4 \leq e_1 \leq 240 \quad \text{On prend } e_1 = 65 \text{ mm}$$

b. Pince transversale e_2

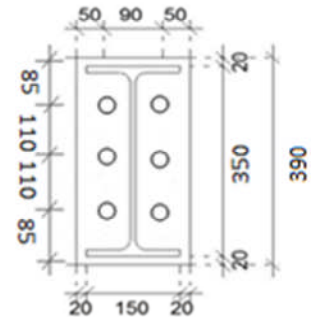
$$1,5 d_o \leq e_1 \leq 12 t$$

$$33 \leq e_1 \leq 240 \quad \text{On prend } e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$V_R = 0,4 f_{ub} A_s = 0,4 * 1000 * 245 = 98 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{50,65}{6} = 8,44 \text{ KN} < V_R / \gamma_{M1} = 89,09 \text{ KN}$$

Condition. Vérifiée



IV.4. Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2.4 f_u d t = 2.4 \times 360 \times 22 \times 10 = 190,08 \text{ KN}$$

$$V_d = 8,44 \text{ KN} < L_R / \gamma_{M1} = 190,08 \text{ KN}$$

Condition. Vérifiée

V. Pied de poteaux

$$M_{sd} = 16,58 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 78,92 \text{ KN}$$

1- Effort sollicitant

Dimensionnement de la platine d'assise :

Cordon de soudure :

Semelle HEA220

$$A_s = 0,7 t_f = 0,7 * (220) = 12,53 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } a_s = 14 \text{ mm}$$

Ame HEA 220

$$a_a = 0,7 t_w = 0,7 * (7) = 4,9 \text{ mm}$$

On prend $a_a = 8\text{mm}$

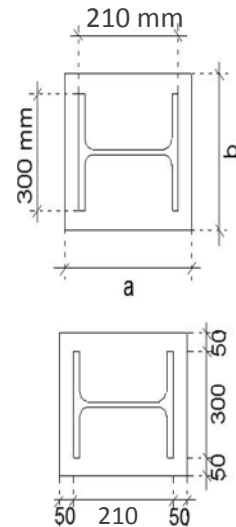
Surface de plaque:

$$a \geq h_a + (2a_s) \Rightarrow a \geq 210 + (2 \times 14) \geq 238 \text{ mm} \Rightarrow a = 450 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + (2a_s) \Rightarrow b \geq 300 + (2 \times 14) \geq 328 \text{ mm} \Rightarrow b = 450 \text{ mm}$$

Après plusieurs simulations on a optés pour $t = 25 \text{ mm}$

Epaisseur de la platine:



La distance la plus proche entre le

$U = 50\text{mm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma = \left(\frac{N}{a \times b} \right) + \left(\frac{M}{I \times V} \right) = \left(\frac{789200}{450 \times 450} \right) + \left(\frac{16580000}{\frac{450 \times 25^3}{12} \times \frac{450}{2}} \right) = 40,23 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 40.23 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

Béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment : $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

V.1. Epaisseur de la platine de calcul

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{24}} = 50 \sqrt{\frac{3 \times 0.4023}{24}} = 11.21 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur $t = 25 \text{ mm}$

V.2. Vérification des tiges d'ancrage

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \leq \left(\frac{N}{8} \right) = \frac{7892}{8} = 986.5 \text{ daN}$$

N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison

g_c : dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$

$$l_1 = 20\Phi$$

$$l_2 = 2\Phi$$

$$r = 3\Phi$$

$$D'où : 15.94 \Phi^2 - 8.22 \Phi - 986.5 \geq 0$$

$$\sqrt{A} = 250.93 \quad \phi = 15.75 \text{ mm} \quad \phi = -7.61 \text{ mm}$$

$$\text{Alors } \Rightarrow \phi = 30 \text{ mm}$$

On choisit alors 4 tiges d'un diamètre $\Phi 30$

V.3. Condition d'équilibre du B.A.E.L

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \tau_{su} \Phi l_1$$

$$\tau_{su} = 0.6 \varphi^2 f_{tj} = 0.6 \times 1 \times 2.1 = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} l_s = 1 \\ f_{tj} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

(φ : Coefficient de scellement droit, pour les lisses $\varphi_s = 1$)

$$\text{D'où } F_A = \pi(1.6)(30)(20 \times 30) \Rightarrow F_A = 71215.2 \text{ N}$$

$$\text{D'où : } F_A = 4747.68 \text{ daN}$$

$$\frac{N}{4} = 1973 \text{ daN} < F_A = 71215.2 \text{ N}$$

Condition. Vérifié

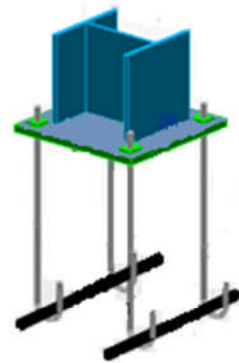
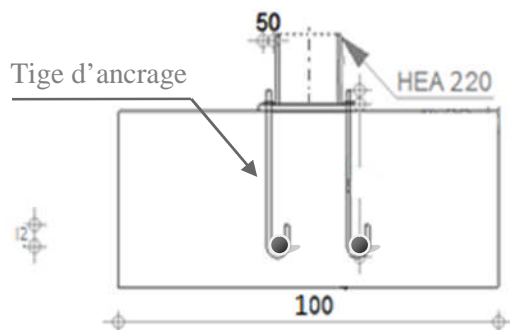


Figure IV.1. Détail de jonction poteau-fondation

Chapitre VII ETUDE FONDATION

I. Généralité

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Rappelle

Les types des fondations

-Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Radiers généraux ou nervurés ;

-Fondation profonde (semelle sous pieux).

II. Choix des fondations

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc sont calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol $=0.2\text{MPa}$)

III. Etude des semelles

a Semelle isolée

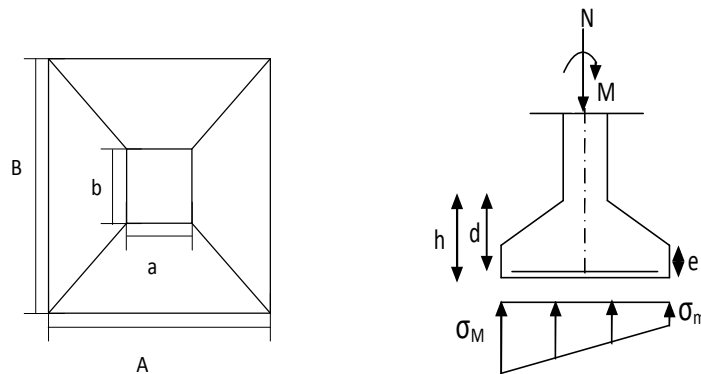


Figure VII.1. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Dans ce type de semelle on doit faire l'étude de 3 cas :

- ❖ Semelle de coin
- ❖ Semelle intermédiaire
- ❖ Semelle central

		$N_{sd}(kN)$	$M_{sd}(kN.m)$
Semelle coin	E.L.U.	99,45	4,27
	E.L.S	68,98	2,91
Semelle intermédiaire	E.L.U.	259,12	1,905
	E.L.S.	178,022	1,30
Semelle centrale	E.L.U.	277,58	0,145
	E.L.S.	190,99	0,24

Tableau VII.1. Valeur des efforts donnés par le S.A.P.2000

III.1 Dimensionnement des semelles

Le dimensionnement des semelles se fait en E.L.S.

- ❖ **Longueur et largeur des semelles**

Étant donné qu'on a des poteaux carrés $a=b=45$ cm les dimensions de la semelle seront carrés aussi $A=B$

$$\frac{N_s}{A * B} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} * B \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} * A \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

Vu qu'on a affaire à des semelles carrées, on obtient :

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

❖ Hauteur des semelles

$$\frac{B - b}{4} \leq d_i; d_s \leq A - a$$

Avec:

d_i : Distance de l'entre axe des aciers supérieur de la semelle jusqu'au début de l'avant poteau.

d_s : Distance de l'entre axe des aciers inférieure de la semelle jusqu'au début de l'avant poteau.

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la semelle.

❖ Les résultats des dimensions

	A=B (cm)	d (cm)	h (cm)
semelle coin	80	30	35
semelle intermédiaire	100	45	50
semelle centrale	100	45	50

Tableau VII.2. Dimension des semelles

III.2 Vérification des contraintes

a- Semelle coin

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A * B} \left(1 + \frac{6e_o}{B}\right)$$

$$\begin{cases} e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,042 & e_o = 0,042\text{m} \\ \frac{B}{6} = 0,13\text{m} \Rightarrow e_o = 0,042 < \frac{B}{6} = 0,13\text{m} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition. Vérifié}$$

○ Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{sol} = \frac{68,98}{0,8^2} \left(1 + \frac{6 * 0,042}{0,8}\right) = 124,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A*B} \left(1 + \frac{6eo}{B} \right) =$$

$$\sigma_{sol} = 124,75 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

○ **Vérification de la stabilité au renversement**

$$eo = M_s/N_s \leq B/6$$

$$eo = 0,042 < 0,13m \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifier}$$

○ **Ferraillage des semelles**

$$\sigma_{stu} = f_e/\gamma_s = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

❖ **à E.L.U. :**

$$A_{au} = \frac{N_{sdu}(A-a)}{8*da*\sigma_{st}} \text{ et } A_{as} = \frac{N_{sdu}(B-b)}{8*da*\sigma_{st}}$$

$$A_{au} = \frac{0,085(0,8-0,45)}{8*0,45*347,82} = 0,0237 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = \frac{0,079(0,8-0,45)}{8*0,45*201,6} = 0,035 \text{ cm}^2$$

b- Semelle intermédiaire

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A*B} \left(1 + \frac{6eo}{B} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} eo = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,0073 \quad eo = 0,0073m \\ \frac{B}{6} = 0,16m \Rightarrow eo = 0,0073 < \frac{B}{6} = 0,16m \end{array} \right. \quad \text{Condition. Vérifié}$$

○ **Vérification des contraintes dans le sol**

$$\sigma_{sol} = \frac{178,022}{1^2} \left(1 + \frac{3*0,0073}{1} \right) = 181,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A * B} \left(1 + \frac{3eo}{B} \right)$$

$$\sigma_{sol} = 181,92 \text{ N/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

○ **Vérification de la stabilité au renversement**

$$eo = Ms/Ns \leq B/6$$

$$eo = 1,30/178,022 = 7,30 \cdot 10^{-3} \leq 0,16 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifier}$$

○ **Ferraillage des semelles**

$$\sigma_{stu} = f_e/\gamma_s = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

❖ **à E.L.U.**

$$A_{au} = \frac{N_{sdu}(A-a)}{8 \cdot da \cdot \sigma_{st}} \text{ et } A_{as} = \frac{N_{sdu}(B-b)}{8 \cdot da \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{au} = \frac{0,264(1-0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 347,82} = 0,115 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = \frac{0,181(1-0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 201,6} = 0,137 \text{ cm}^2$$

c- Semelle central

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{A * B} \left(1 + \frac{3eo}{B}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} eo = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,001 \quad eo = 0,001 \text{ m} \\ \frac{B}{6} = 0,16 \text{ m} \Rightarrow eo = 0,001 < \frac{B}{6} = 0,16 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition. Vérifié} \end{array} \right.$$

○ **Vérification des contraintes dans le sol**

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{A * B} \left(1 + \frac{3eo}{B}\right) = \sigma_{sol} = \frac{190,99}{1^2} \left(1 + \frac{3 \cdot 0,001}{1}\right) = 199,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 119,56 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

○ **Vérification de la stabilité au renversement**

$$eo = Ms/Ns \leq B/6$$

$$eo = 1,25 \cdot 10^{-3} \leq 0,16 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifier}$$

○ **Ferraillage des semelles**

$$\sigma_{stu} = f_e/\gamma_s = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

❖ à E.L.U.

$$A_{au} = \frac{N_{sdu'}(A-a)}{8 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_{st}} \text{ et } A_{as} = \frac{N_{sdu'}(B-b)}{8 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{au} = \frac{0,278(1-0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 347,82} = 0,122 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = \frac{0,191(1-0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 201,6} = 0,144 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

	$N_{sdu'}$ (kN)	A=B (m)	d (m)	A
semelle coin	85,917	0,8	0,30	6T12
semelle intermédiaire	264,79	1	0,45	7T12
semelle centrale	278,41	1	0,45	7T12

Tableau VII.3. Ferrailage des semelles à l'E.L.U

❖ à E.L.S. :

$$A_A = \frac{N_{sds'}(A-a)}{8 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_{st}} \text{ et } A_B = \frac{N_{sds'}(B-b)}{8 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_{st}}$$

IV. Calcul de nombre des barres

*Espacement min=15 cm.

*Espacement max = 25 cm

*Enrobage= 3 cm

a- Semelle coin

$$n_a = [(A-2 \cdot \text{enrobage})/\text{espacement}]+1 \Rightarrow [(80-2 \cdot 3)/15]+1=7,2 \Rightarrow 5T12$$

$$n_b = [(B-2 \cdot \text{enrobage})/\text{espacement}]+1 \Rightarrow [(80-2 \cdot 3)/15]+1=7,2 \Rightarrow 5T12$$

b- Semelle intermédiaire

$$n_a = [(A-2 \cdot \text{enrobage})/\text{espacement}]+1 \Rightarrow [(100-2 \cdot 3)/15]+1=7,2 \Rightarrow 7T12$$

$$n_b = [(B-2 \cdot \text{enrobage})/\text{espacement}]+1 \Rightarrow [(100-2 \cdot 3)/15]+1=7,2 \Rightarrow 7T12$$

c- Semelle central

$$n_a = [(A-2 \cdot \text{enrobage})/\text{espacement}]+1 \Rightarrow [(100-2 \cdot 3)/15]+1=7,2 \Rightarrow 7T12$$

$$n_b = [(B-2 \cdot \text{enrobage})/\text{espacement}]+1 \Rightarrow [(100-2 \cdot 3)/15]+1=7,2 \Rightarrow 7T12$$

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

	N_{sds} (kN)	A=B (m)	d (m)	A
semelle d'angle	79,84	0,8	0,30	5T12
semelle intermédiaire	181,92	1	0,45	7T12
semelle centrale	191,56	1	0,45	7T12

Tableau VII .4. Ferrailage des semelles à l'E.L.S.

○ **Détermination de la hauteur du patin "e" :**

$$e \geq \max (6 \varnothing + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm}, 12 \varnothing + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \text{Donc : on prend } e = 21 \text{ cm}$$

○ **Vérification de l'épaisseur de la semelle :**

$$d \geq \max \{13,2 ; 15 ; 21\} \quad \text{On prend : } d = 45 \text{ cm} > e = 21 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

○ **Calcul des ancrages**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{avec } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \psi_s = 1,5 \text{ pour (HA)} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = 1,2 \cdot 400 / 4 \cdot 2,835 = 42,33 \text{ cm}$$

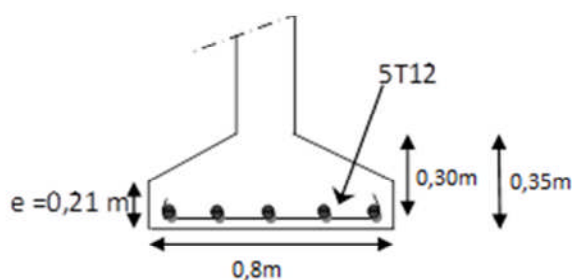


Figure VII.2. Ferrailage de la semelle central et intermédiaire

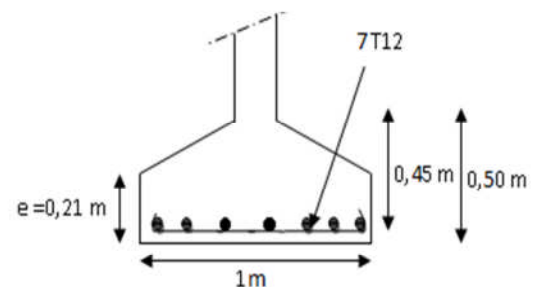


Figure VII.3. Ferrailage de la semelle d'angle

V. Etudes des longrines

Longrines sont des éléments d'infrastructure; qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort de traction estimé à l'effort normal.

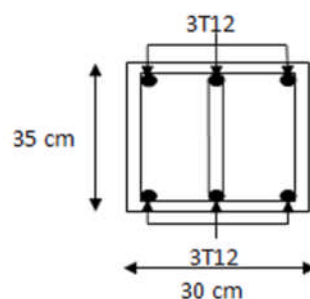


Figure VII.4. Ferrailage de la longrine

V.1. Dimensionnement des longrines

Selon le RPA 99 version 2003 les dimensionnements minimales sont de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

On prend des longrines de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ juste pour renforcer la plateforme.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

- N : valeur maximale de charges verticales de la gravité apportée par les points d'appui solidarisés.

V.2. Calcul de ferrailage

1 E.L.U

$$N_{u \max} = 153,29 \text{ KN}$$

$$F_u = \frac{153,29}{15} = 10,21 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} ; \text{ avec } : \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,029 \text{ cm}^2$$

2 E.L.S

$$N_{s \max} = 112,04 \text{ KN}$$

$$F_u = \frac{112,04}{15} = 7,46 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{st}} ; \text{ avec } : \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,021 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige une section minimale de 0,6 de la section du béton.

$$A_{\min} = 0,6 \% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

V. 3. Condition de non fragilité

On prend la section minimale :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{stmin} = 0,23 \times 30 \times 35 \times 2,1/400$$

$$A_{st} \min \geq 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{st \min} \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

V.4. Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}, 1, \frac{30}{10} \right)$$

$$\Phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$$

V.5. Calcul d'espacement des cadres

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \Phi_t)$

On prend des espacements de 10 cm

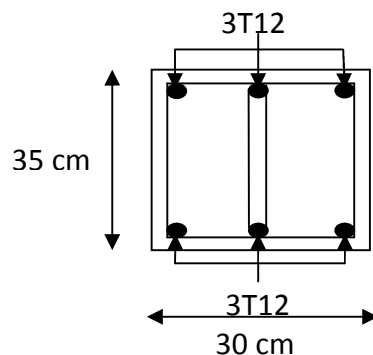


Figure VII.4. Ferrailage de la longrine

BIBLIOGRAPHIE

[1] **Lahlou. D** « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE » Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.

[2] **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé** suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE l'habitat et de l'urbanisme, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

[3] **Règlement neige et vent « RNV99 »** (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[4] **Charges et surcharges** DTR BC2.2 MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[5] **Règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 »** MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[6] **Règles parasismiques Algériennes « RPA 99 version 2003 »** MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[7] **A. BOUTASTA, Med. BOURDIM** : étude et dimensionnement d'un bâtiment industriel a Arzew (projet GNL3ZA Département de génie civil, Faculté de technologie, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).

[8] **Med. Djelel. FODIL, Med. Yassine BEDJAOUI**: Etude d'une piscine semi-olympique a ghazaout (tlemcen). Département de génie civil, Faculté de technologie, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).

[9] **K. BENMESAUD** étude d'un bâtiment industriel Remchi (Tlemcen) Département de génie civil, Faculté de technologie, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).