

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid TLEMCEM
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
de Master en Génie Civil
Option : Construction Métallique

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HANGAR
A OULED MIMOUNE (W- TLEMCEM)**

Présenté en juil 2017 par :

ARBAOUI FAWZIA

Devant le jury composé de :

Dr BENDI-OUIS Assia
Mr.BABA AHMED Smail
Mr.BEDJAOUI Chakib
Mr.BENCHOUK Nadir
Dr.HAMDAOUI Karim

Présidente
Examineur
Examineur
Encadrant
Encadrant

Dédicace

Je dédie ce mémoire de fin d'études

A ma mère qui a illuminé ma voie et qui m'a exhorté et soutenu tout au long de mes études,

A mon père qui n'a jamais cessé de me soutenir par tous les moyens nécessaires afin que je puisse réussir,

Merci pour votre aide et merci pour votre patience, Vous êtes toujours le plus important dans ma vie

À Mes chers frères, mes chères sœurs, qui m'ont toujours conseillé vivement,

Spéciale dédicace pour tous mes amis, et sur tous mes chères ASMAE, DOUNIA , SAKINA ET AICHA ainsi que mes amis de la promotion de 2MGC charpente 2017/2018 Et à tous ceux qui me sont chers de près ou de loin.

REMERCIEMENT

*Je tiens en premier lieu à remercier DIEU qui m'a donné volonté,
force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.*

*J'adresse, tout particulièrement mes remerciements à l'ensemble des
enseignants de ma formation qui n'ont pas moqué d'apporter leurs
soutiens durant le déroulement de mes études.*

*Je tien à signifier ma profonde reconnaissance à mon encadreur
Mr **Benchouk Nadir** Mr co-encadreur **Hamdaoui karim**,
pour l'excellent suivi et les conseils pertinents apportés durant la
réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance
qu'il accordée.*

*C'est aussi avec un grand plaisir que j'exprime ma reconnaissance
aux **membres du jury** qui ont accepté de juger ce travail, qu'ils en
soient remerciés.*

ARBAOUI FAWZIA

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : Généralité

I.1 Présentation du projet

I.2 Données géométriques de l'ouvrage

I.3 Localisation et données concernant le site du projet :

I.4 Règlements utilisés :

1.5 Les matériaux utilisés

1.5.1 Acier

1.5.2 Béton

Chapitre II : Etude climatique

II.1 Action de la neige sur les constructions RNV 99(selon version 2013) :.....

II.1.1 Objet et domaine d'application :.....

II.1.2 Charge de neige sur le sol :.....

II.1.3 Charge de neige sur toiture simple à deux versants différent :.....

II.2 Charge du vent :.....

II.2.1 Données relatives au site :.....

II.2.2 Détermination de la valeur de Cd :

II.2.3 Pression dynamique qdyn :

II.2.4 Coefficient de rugosité (Cr) :

II.2.5 Intensité de la turbulence (IV) :

II.2.6 Coefficient d'exposition (Ce) :

II.2.8 coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

II.2.9 Coefficients de pressions intérieures C_{pi} :

II.2.10 Pression statique du vent

SOMMAIRE

II.2.11. Force de frottement

Chapitre III : pré-dimensionnement

III.1 EVALUATION DES CHARGES :

III.1.1 Introduction :

III.1.2 Charges permanentes :

III.1.3 Charges d'exploitation :

III.1.3.1 Charges d'exploitation du toit :

III.2 Calcul Des Pannes De Couverture :

III.2.1 Introduction :

III.2.2 Charges à prendre en considération :

III.2.3 Combinaisons des charges et actions :

III.2.4 Dimensionnement de la panne :

III.2.5 Résistance en section:

III.2.6 Vérification à ELU:

I III.2.7 vérification au cisaillement :

II III.2.8 Vérification au déversement:

III.2.9 Formule de vérification du déversement :

III.2.9.1 Flexion déviée :

III.2.10 vérification à l'ELS

III.3 Calcul des lisses de bardages

III.3.1 Introduction:

III.3.2- Détermination des sollicitations:

III.3.3 Evaluation des charges et surcharges :

III.3.4 Calcul des lisses de bardages :

SOMMAIRE

II III.3.5 vérification au cisaillement :

III.4 Calcul des potelets

III.4.1 Introduction :

III.4.2 Détermination des sollicitations :

III.4.3 Evaluation des charges et surcharges :

III.4.4 Surcharges climatiques : (horizontale suivant le plan de l'âme)

III.4.5 Dimensionnement du potelet :

III.4.5.1 Sous la condition de flèche :

III.4.6 Incidence de l'effort tranchant :

III.4.7 Incidence de l'effort normal :

II III.4.8 Résistance au flambement :

Chapitre IV : Pré-dimensionnement

IV.1 Calcul des poteaux :

IV.1.1 Introduction :

IV.1.2 Calcul des poteaux :

IV.1.3 Efforts dans les poteaux :

IV.2 Partie I :

IV.2.1 Efforts sollicitant :

IV.2.2 Classe de la section transversale :

IV.2.3 Condition de résistance (moment fléchissant- effort normal) :

IV.2.4 Résistance au flambement :

IV.3 Partie II :

IV.3.1 Efforts sollicitant :

IV.3.2 Classe de la section transversale :

IV.3.3 Condition de résistance (moment fléchissant- effort normal) :

IV.3.4 Résistance au flambement :

IV.4 Calcul des traverses

SOMMAIRE

IV.4.1 Introduction :

IV.4.2 Justification des traverses :

IV.4.3 Charges réparties sur la traverse :

IV.5 Partie I :

IV.5.1 Effort sollicitant :

IV.5.2 Classe de la section transversale :

IV.5.3 Vérification de la flèche : (ELS)

IV.5.4 Condition de résistance : (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal)

IV.5.5 Résistance de la traverse au déversement :

IV.6 Partie II :

IV.6.1 Effort sollicitant :

IV.6.2 Classe de la section transversale :

IV.6.3 Vérification de la flèche : (ELS)

IV.6.4 Condition de résistance : (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal)

IV.6.5 Résistance de la traverse au déversement :

IV.7 Calcul des contreventements :

IV.7.1 Introduction :

IV.7.2 Les différents types de contreventements :

IV.7.2.1 Contreventements de toiture : (poutre au vent)

IV.7.2.2 Contreventement de façades: (palée de stabilité)

IV.7.3 Effort du vent sur les pignons :

IV.7.5 Calcul de la poutre au vent en pignon :

IV.7.6 Evaluation des efforts horizontaux :

IV.7.7 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

IV.7.8 Effort de traction dans les diagonales :

IV.7.9 Section de la diagonale :

SOMMAIRE

IV.7.10 Résistance au flambement :

IV.8 Les éléments tendus (les diagonales)

IV.8.1 Résistance plastique de calcul de section brute

IV.8.2 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

IV.8.3 Résistance plastique de calcul de section nette

IV.9 Contreventement sur Lang pan: (palée de stabilité)

IV.9.1 Résistance au flambement :

IV.10 Les éléments tendus (les diagonales) :

IV.10.1 Résistance plastique de calcul de section brute

IV.10.2 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

IV.10.3 Résistance plastique de calcul de section nette

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Introduction :

V.2 Principe :

V.3 Spectre de réponse de calcul

V.4 Nombre de modes à considérer :

V.5 Vérification de la période Fondamentale de la structure

V.6 Calcul de la force sismique totale

V.7 Vérification des déplacements

V.8 Justification de la largeur des joints sismiques.

V.9 Justification de la largeur des joints sismiques

Chapitre VI : calcul des fondations

VI.1 Introduction :

VI.2 Rapport géotechnique:

VI.3 Choix de fondation

VI.4 Choix de type des semelles

VI.5 Charges à prendre en considération :

SOMMAIRE

VI.5.1 Dimensionnement des semelles : « Poteau HEA400 »

VI.6 Vérification de la stabilité :

VI.7 Calcul du ferrailage :

VI.8 Détermination de la hauteur du patin 'e'

VI.9 Calcul des longrines :

VI.9.1 Calcul du ferrailage :

VI.9.2 Vérification de condition de non fragilité :

VI.9.3 Calcul d'armatures transversales :

VI.9.4 Calcul d'espacement des cadres :

VII.1 Introduction

VII.2. Fonctionnement des assemblages

VII.2.1. Le boulonnage

VII.2.2. Le soudage

VII.2.3 Fonctionnement par adhérence

VII.2.4 Coefficient de frottement

VII.3 Rôle des assemblages

VII.4 Assemblage poteau Traverse (HEA 400 – IPE 550)

VII.4.1 Efforts sollicitant

VII.5 Assemblage poteau Traverse (HEA 280 – IPE 400)

VII.5.1 Efforts sollicitant

VII.6 Soudure de la platine

VII.7 Assemblage de pieds de poteau

VII.8 Calcul de l'épaisseur de la platine

VII.9 Dimensionnement des barres d'ancrages

Figure I.1 : Vue 3D de la structure

Figure I.2 : Localisation du site du projet

Figure I.2 : Localisation de la structure

Figure II.1 : toiture a deux versants différent

Figure II.2 : valeurs de C_{pe} pour toiture –Direction V1 du vent

Figure II.3 : valeurs de C_{pe} pour toiture –Direction V2 du vent [tableau 5.4]

Figure II.4 : valeurs de C_{pe} pour parois verticale –Direction V1 du vent

Figure II.5 : valeurs de C_{pe} pour parois verticale –Direction V2 du vent

Figure II.6 : valeurs de q_j pour parois verticale –Direction V1 du vent

Figure II.7 : valeurs de q_j pour parois verticale –Direction V3 du vent

Figure II.8 : valeurs de q_j pour toiture –Direction V1 du vent

Figure II.9 : valeurs de q_j pour toiture –Direction V3 du vent

Figure III.1 : cas de charge uniforme

Figure III.2 : cas de charge placé en 1/3 et 2/3

Figure III.3 : L'effet du vent

Figure III.4 : L'effet de neige

Figure III.5 : schéma présentatif pour potelet

Figure IV.1 : schéma présentatif pour poteaux

Figure V.1 : Spectre de réponse de calcul

Figure V.2 : Largeur minimum du joint sismique

Figure VI.1 : Digramme des contraintes agissant sur les fondations

Figure VI.2 : Dimensionnement des semelles isolées.

Figure VI.3 : Ferrailage des semelles isolées.

Figure VI.4 : Coupe transversale des semelles isolées

Figure VI.5 : Ferrailage des semelles isolées.

Figure VII.1 : assemblage pied de poteaux

Figure VII.2 : assemblage pied de poteaux avec tige d'encrage

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Règlements utilisés.....	1
Tableau II.1 : pression statique du vent (V1-V3) sur long-pan (parois).....	
Tableau II.2 : pression statique du vent (V1-V3) sur long-pan (toiture).....	
Tableau II.3 : pression statique du vent (V2-V4) sur pignon	
Tableau II.4 : pression statique du vent (V2-V4) sur pignon	
Tableau II.5 : pression statique du vent (V2-V4) sur pignon.....	
Tableau II.6 : pression statique du vent (V1-V3) sur long-pan.....	
Tableau II.7 : Force de frottement du vent (sens V1- V2) F_{fr}	
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l’IPE 140	
Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de l’IPE 120	
Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques de l’IPE 300	
Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques de HEA 280.....	
Tableau IV.2 : Caractéristiques géométriques de HEA 400	
Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques de l’IPE 400	
Tableau IV.4 : Caractéristiques géométriques de l’IPE 550	
Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q	
Tableau V.2 : Période et facteur de participation massique.	
Tableau V.3 : Résultante des forces sismiques à la base	
Tableau V.4 : Déplacements relatifs dans le sens (X-X).	
Tableau V.5 : Déplacements relatifs dans le sens (Y-Y).	
Tableau VI.1 : Charges à prendre en considération	

Liste des tableaux

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

$C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t, sd}$: Effort normale de traction.

N_{csd} : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

Q : Charge d'exploitation.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{\text{réf}}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

INTRODUCTION

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en Génie civil option construction métallique, nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'étude, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplisse sa mission tel que les normes conceptuelle et technique soit remplies.

Il s'agit de l'étude d'un hangar métallique présentant trois halls séparés par des joints de dilatations, cette construction servira au stockage et à l'emballage de confiserie, réalisé dans la localité d'OULED MIMOUNE de la wilaya de TLEMCEM.

Ce mémoire s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un hall métallique tout en conciliant l'aspect du dimensionnement manuel et celui du dimensionnement à base de logiciels.

Ainsi pendant plusieurs mois j'ai concrétisé de nombreuses connaissances théoriques antérieurement acquises (parcours universitaires) ; Ceci vient à point nommé renforcer mes capacités techniques indispensables à concrétiser un projet de fin d'étude en monôme.

Chapitre I
Généralités

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation du projet :

Le projet en question est un hall métallique présentant une structure en portique poteau traverse avec des fondations superficielles en béton armé couverte par une toiture à deux versants symétriques en charpente métallique et d'une autre partie asymétriques, implanté sur une surface de 2540 m².

I.2 Données géométriques de l'ouvrage

Composé en deux parties, séparé par un joint de dilatation présentant les données géométriques suivante :

Partie I

- Largeur totale : 24 m
- Longueur totale : 30 m
- Hauteur totale : 11,71 m
- Pente des versants : 9°
- Nombre de portique : 5

Partie II

- Largeur totale : 33 m
- Longueur totale : 54 m
- Hauteur totale : 11,71 m
- Pente des versants : 5,14°
- Nombre de portique : 9

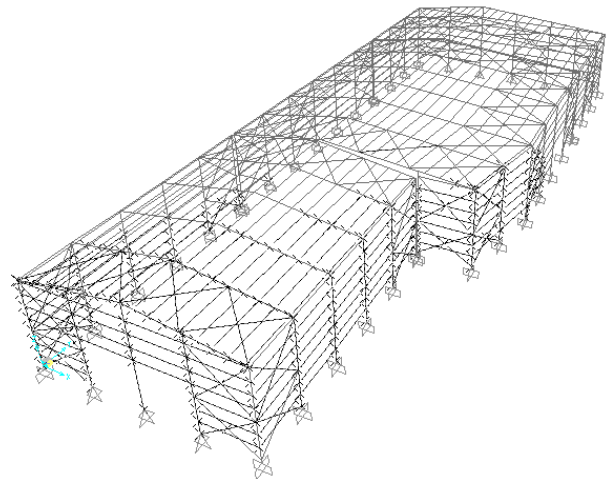


Figure I.1 : Vue 3D de la structure

I.3 Localisation et données concernant le site du projet :

Ce projet se situe à la zone d'OUELED MIMOUNE dans la wilaya de TLEMCEM, qui est une zone de faible sismicité classée dans la zone I.

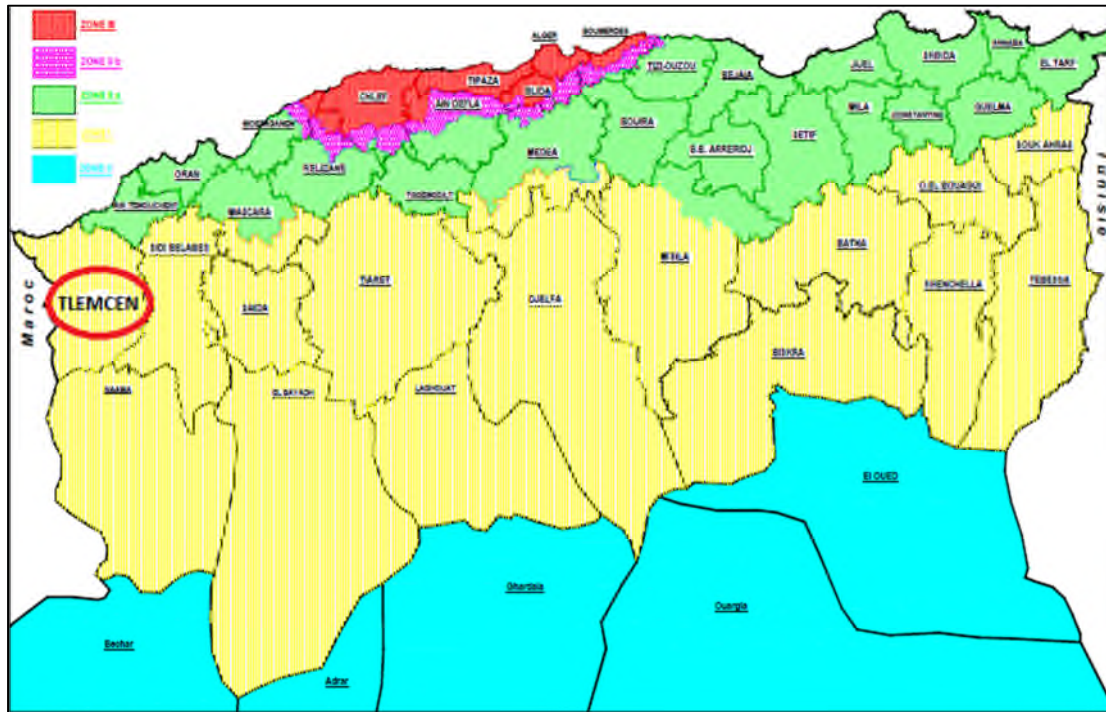


Figure I.2 : Localisation du site du projet



Figure I.2 : Localisation de la structure

I.4 Règlements utilisés :

Types de règlement	Définition
RNV99 (version 2013)	règles définissant les effets de la neige et vent
RPA99-V2003	règles parasismiques Algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	béton armé aux états limites
DTR BC 2 .2	Charges et surcharges

Tableau I.1 : règlements utilisés

1.5 Les matériaux utilisés :

1.5.1 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- La résistance à la traction : $F_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $F_y = 235 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84\,000 \text{ MPa}$

1.5.2 Béton :

- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3
- Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3

Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Module d'élasticité : $E = 1400 \text{ daN/mm}^2$

Bardage :

➤ **Caractéristiques géométriques et mécaniques de la tôle de couverture:**

Poids propre : $P = 15,30 \text{ kg/m}^2$.

Limite de rupture : $f_u=360$ Mpa.

Limite d'élasticité : $f_y=360$ Mpa.

Flèche admissible : $\delta_{\max}=l/200$

Masse volumique de polyuréthane : $\rho=40$ Kg/m³

Moment d'inertie : $I = 659$ cm⁴

Chapitre II
Etude climatique

II.1 Action de la neige sur les constructions RNV 99(selon version 2013) :

II.1.1 Objet et domaine d'application :

Le présent règlement (Règle Neige et vent Algérien) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Au-delà de 2000 mètres le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

II.1.2 Charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol S_0 par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de S_0 est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude du point considéré (RNV99. Art.4)

Zone A :

$$S_0 = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$S_0 = \frac{0,07 \times 700 + 15}{100} = 0,64 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II.1.3 Charge de neige sur toiture simple à deux versants différent :

- Calcul de la pente :
 - $Tg\alpha_1 = (1,89/12,15) = 0,16$
 - Donc $\alpha = 9,09^\circ \leq 15^\circ \Rightarrow \mu_1 = 0,8$
 - $Tg\alpha_2 = (1,89/21,08) = 0,09$
 - Donc $\alpha = 5,14^\circ \leq 15^\circ \Rightarrow \mu_1 = 0,8$

donc :

$$S = \mu \times S_0$$

$$S = 0,8 \times 0,64 = 0,512 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

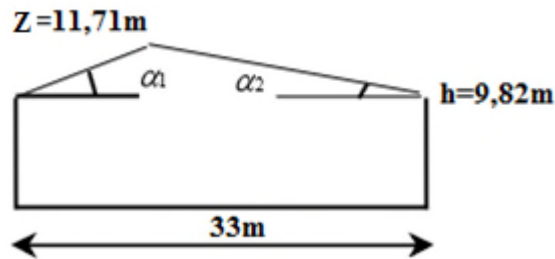


Figure II.1 : toiture a deux versants différent

II.2 Charge du vent :

II.2.1 Données relatives au site :

Les données géométriques au projet sont les suivants :

- Longueur : 85,04 m
- Largeur : 33 m
- Hauteur : 11,71m
- Lieu d'implantation : Tlemcen
- Nature de site : site plat : $C_t(z) = 1$
- Zone II : $q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}$
- Terrain de catégorie III : $K_T = 0,215$ $Z_0 = 0,3 \text{ m}$ $Z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$
 $\varepsilon = 0.61$ [Tableau 2.4]
- Construction : non masqué
- Ouverture :
 $F = 13 \times (2 \times 0,8)$
 $P = (5 \times 5) \times 3 + 2 \times 2,25$

II.2.2 Détermination de la valeur de C_d :

Vent perpendiculaire au long-pan :

- la lecture pour $h=11,71 \text{ m}$ et $b=85,04$ $\Rightarrow C_d \approx 1 \text{ } H \leq 15\text{m}$ [§3.2]

Vent perpendiculaire au pignon :

- la lecture pour $h=11,71\text{m}$ et $b=33$ $\Rightarrow C_d \approx 1 \text{ } H \leq 15\text{m}$ [§3.2]

II.2.3 Pression dynamique q_{dyn} :

On calculera la pression dynamique :

à mi-hauteur de chaque partie pour ce qui concerne la paroi verticale

, et pour ce qui concerne la toiture on le calcul à la hauteur totale Z .

Pour une structure q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \cdot C_e(Z_j) \quad [N/m^2]$$

Avec :

- $q_{réf}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone de vent;
- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t)

II.2.4 Coefficient de rugosité (C_r) :

$$C_r : \begin{cases} K_T \ln \frac{Z_{min}}{0.3} \dots \dots \dots Z < Z_{min} \dots \dots (1) \\ K_T \ln \frac{Z_j}{0.3} \dots \dots \dots Z_{min} \leq Z \leq 200m \dots \dots (2) \end{cases}$$

Pour notre structure ont choisir (2) :

- À $Z=11.71m$ pour toiture
- A $Z=9.82m$ pour parois vertical.(à mi-hauteur $Z=4.91m$)

Donc :

- $C_r(11.71) = 0.215 \times \ln \left(\frac{11.71}{0.3} \right) = 0,787$ toiture
- $C_r(4.91) = 0.215 \times \ln \left(\frac{9.82}{0.3} \right) = 0,750$ parois vertical.

II.2.5 Intensité de la turbulence (I_v) :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \dots \dots Z > Z_{\min} [\text{eq 2.5}]$$

- $I_v(11,71) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{11,71}{0,3}\right)} = 0,273$ toiture
- $I_v(4,91) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{9,82}{0,3}\right)} = 0,286$ parois vertical

II.2.6 Coefficient d'exposition (C_e) :

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)] \quad [\text{eq 2.2}]$$

- $C_e = 1^2 \times (0,787)^2 \times [1 + 7 \times 0,273] = 1,803$ toiture
- $C_e = 1^2 \times (0,750)^2 \times [1 + 7 \times 0,286] = 1,691$ parois vertical.

II.2.7 valeur Pression dynamique q_{dyn} :

- $q_{\text{dyn}}(11,71) = 435 \times 1,803 = 784,30 \text{ N/m}^2 = 78,43 \text{ da N/m}^2$ toiture
- $q_{\text{dyn}}(4,91) = 435 \times 1,691 = 735,69 \text{ N/m}^2 = 73,569 \text{ da N/m}^2$ parois vertical

II.2.8 coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

Pour cette direction du vent V1 :

B	h	E	e/4	e/10
85,04 m	11,71 m	=min (85,04 ; 2×11,71)=23.42m	5,855 m	2,342 m

a)-Toiture :

- Direction du vent $\theta=0$

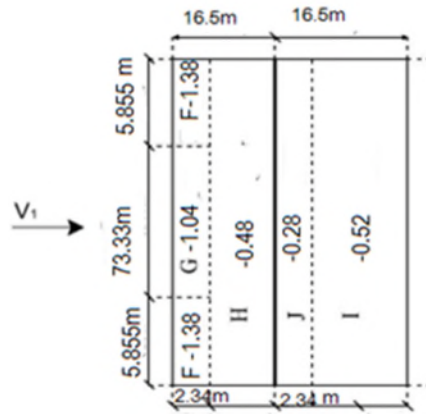


Figure II.2 : valeurs de C_{pe} pour toiture –Direction V1 du vent

- Direction du vent $\theta=90$

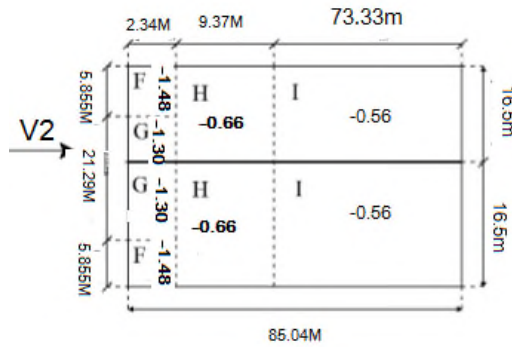


Figure II.3 : valeurs de C_{pe} pour toiture –Direction V2 du vent [tableau 5.4]

b)- Parois verticales :

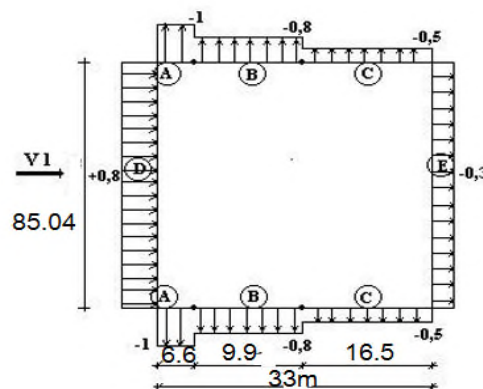


Figure II.4 : valeurs de C_{pe} pour parois verticale –Direction V1 du vent

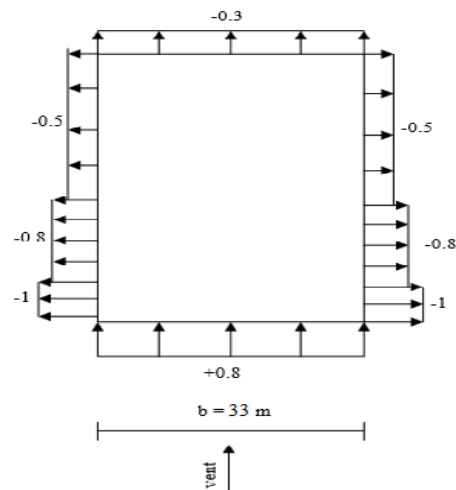


Figure II.5 : valeurs de C_{pe} pour parois verticale –Direction V2 du vent

II.2.9 Coefficients de pressions intérieures C_{pi} :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Vent sur long-pan (Sens V1)

- $\mu_p = 0,92 \rightarrow C_{pi} = -0,39$

Vent sur pignon (Sens V2)

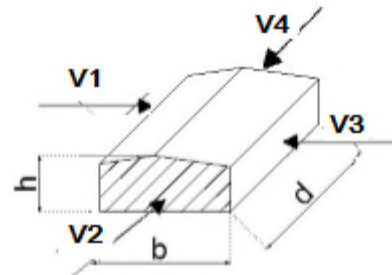
- $\mu_p = 0,5 \rightarrow C_{pi} = 0,11$

Vent sur long-pan (Sens V3)

- $\mu_p = 1 \rightarrow C_{pi} = -0,5$

Vent sur pignon (Sens V4)

- $\mu_p = 0,75 \rightarrow C_{pi} = -0,2$



II.2.10 Pression statique du vent

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

Pour $\alpha = 9,09^\circ$

Tableau II.1 : pression statique du vent (V1-V3) sur long-pan

Parois verticales (V1-V3)							
Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi}(V1)$	$q_j(N/m^2)$	$C_{pi}(V3)$	$q_j(N/m^2)$
A	1	735,69	-1	-0,39	-448,771	-0,5	-367,845
B	1	735,69	-0,8	-0,39	-301,633	-0,5	-220,707
C	1	735,69	-0,5	-0,39	-80,926	-0,5	0
D	1	735,69	+0,8	-0,39	875,471	-0,5	956,397
E	1	735,69	-0,3	-0,39	66,212	-0,5	147,138

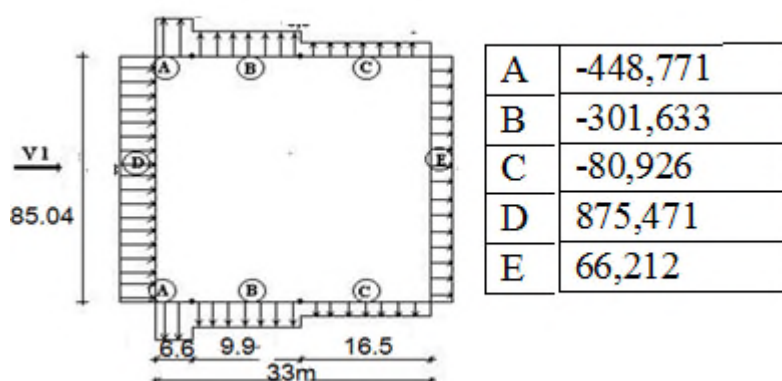


Figure II.6 : valeurs de q_j pour parois verticale –Direction V1 du vent

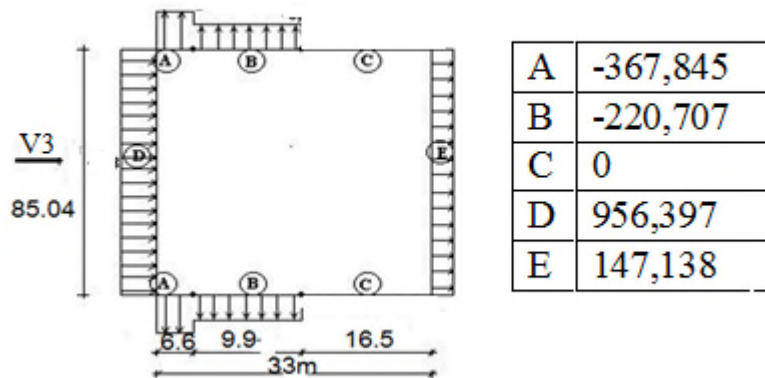


Figure II.7 : valeurs de q_j pour parois verticale –Direction V3 du vent

Tableau II.2 : pression statique du vent (V1-V3) sur long-pan

Versants de toitures (V1-v3)							
Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi} (v1)$	$q_j(N/m^2)$	$C_{pi} (v3)$	$q_j(N/m^2)$
F	1	784,3	-1,38	-0,39	-776,457	-0,5	-690,184
G	1	784,3	-1,04	-0,39	-509,795	-0,5	-432,52
H	1	784,3	-0,48	-0,39	-70,587	-0,5	15,69
I	1	784,3	-0,52	-0,39	-101,959	-0,5	-15,69
J	1	784,3	-0,28	-0,39	86,273	-0,5	172,55

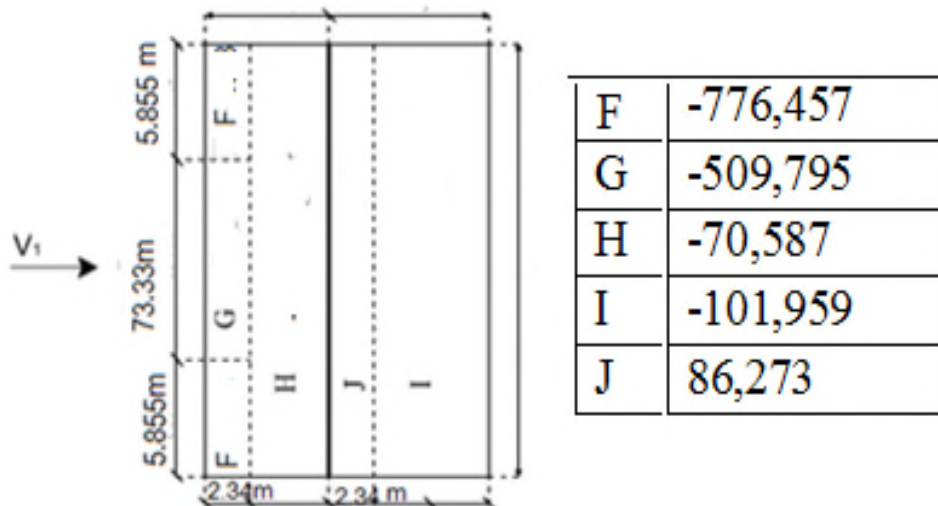


Figure II.8 : valeurs de qj pour toiture –Direction V1 du vent

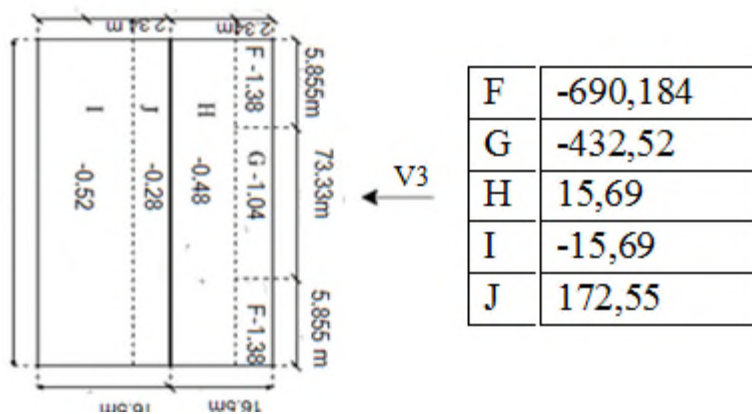


Figure II.9 : valeurs de qj pour toiture –Direction V3 du vent

Tableau II.3 : pression statique du vent (V2-V4) sur pignon

Parois verticales (V2-V4)							
Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi}(V2)$	$q_j(N/m^2)$	$C_{pi}(v4)$	$q_j(N/m^2)$
A	1	735,69	-1	0,11	-816,616	-0,2	-588,552
B	1	735,69	-0,8	0,11	-669,478	-0,2	-441,414
C	1	735,69	-0,5	0,11	-448,771	-0,2	-220,707
D	1	735,69	+0,8	0,11	507,626	-0,2	735,69
E	1	735,69	-0,3	0,11	301,633	-0,2	-73,569

- Tableau II.4** : pression statique du vent (V2-V4) sur pignon

Versants de toitures (V2-V4)							
Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi}(V2)$	$q_j(N/m^2)$	$C_{pi}(v4)$	$q_j(N/m^2)$
F	1	784,3	-1,48	0,11	-1247,037	-0,2	-1003,904
G	1	784,3	-1,30	0,11	-1105,863	-0,2	-862,73
H	1	784,3	-0,66	0,11	-603,911	-0,2	-360,778
I	1	784,3	-0,56	0,11	-525,481	-0,2	-282,348
J							

Pour $\alpha = 5,14^\circ$

Tableau II.5 : pression statique du vent (V2-V4) sur pignon

Versants de toitures (V2-V4)							
Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi} (V2)$	$q_j(N/m^2)$	$C_{pi} (v4)$	$q_j(N/m^2)$
F	1	784,3	-1,60	0,11	-1341,153	-0,2	-1098,02
G	1	784,3	-1,3	0,11	-1105,86	-0,2	-862,73
H	1	784,3	-0,70	0,11	-635,283	-0,2	-392,15
I	1	784,3	-0,70	0,11	-635,283	-0,2	-392,15
J							

Tableau II.6: pression statique du vent (V1-V3) sur long-pan

Versants de toitures (V1-v3)							
Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi} (V1)$	$q_j(N/m^2)$	$C_{pi} (v3)$	$q_j(N/m^2)$
F	1	784,3	-1.69	-0,39	-1019,59	-0,5	-933,32
G	1	784,3	-1,19	-0,39	-627,44	-0,5	-541,17
H	1	784,3	-0,60	-0,39	-164,73	-0,5	-78,43
I	1	784,3	-0,60	-0,39	-164,703	-0,5	-78,43
J	1	784,3	0,18	-0,39	447,051	-0,5	533,324

II.2.11. Force de frottement

$$d/b=85.04/33=2.57$$

$$d/z=85.04/11.71=7,26$$

Donc :

$$F_{fr}=\sum q_{dyn} \times C_{fr} \times S_{fr}$$

Tableau II.7 : Force de frottement du vent (sens V1- V2) F_{fr} :

Surface considérée	$q_{dyn} (daN/m^2)$	C_{fr}	$S_{fr}(m^2)$	$F_{fr} (daN)$
Toiture	78,43	0,01	2493,42	1955,59
Parois vertical	78,43	0,01	835,09	653,88
Total				2609,47

Chapitre VII
Calcul des
fondations

III.1 EVALUATION DES CHARGES :

III.1.1 Introduction :

Dans ce partie, nous allons définir les déférentes charges agissants sur notre Structure, qui se résume dans l'action des charges permanentes et d'exploitation.

III.1.2 Charges permanentes :

- Bardage
- Tôles nervurées (TN40) en Zinc.....12kg/m²
- Toiture
- Tôles nervurées (TN40) en Zinc.....12km/m²

III.1.3 Charges d'exploitation :

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

III.1.3.1 Charges d'exploitation du toit :

Pour le toit, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires, il existe

Deux cas de charges :

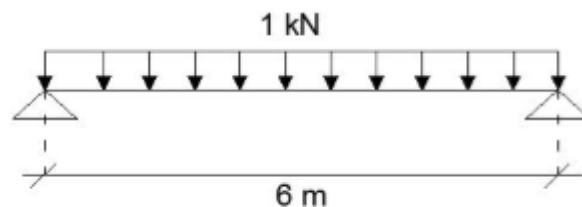


Figure III.1 : cas de charge uniforme

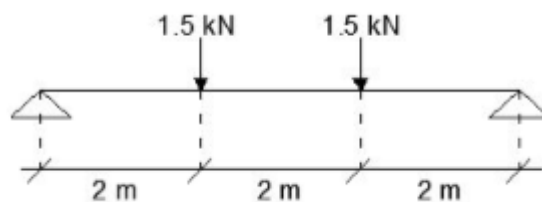


Figure III.2 : cas de charge placé en 1/3 et 2/3

III.2 Calcul Des Pannes De Couverture :

III.2.1 Introduction :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en « I, ou en U ». Elles sont soumises à la flexion bi axiale sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutres secondaires.

L'espace entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. Espacement moyen de 1,65m (**versant droit**).et 1,5m (**versant gauche**)

III.2.2 Charges à prendre en considération :

- **Charge permanente** : $G=0,12 \text{ KN/m}^2$
- **Charge d'entretien** : ($Q=1\text{kN}$) placée en 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne
- $Q_{eq}=8Q/3L = (8 \times 1)/(3 \times 6)=0,45 \text{ KN/m}$
- **Action de la neige** : $S = 0,512 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
- **Action du vent** : $V= -1.247 \text{ KN/m}^2$

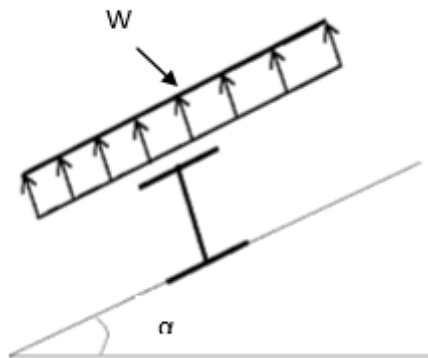


Figure III.3 : L'effet du vent

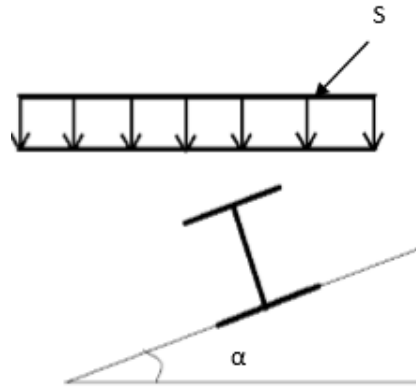


Figure III.4 :L'effet de neige

III.2.3 Combinaisons des charges et actions :

$$Q_{sd1} = 1,35 G + 1,5 Q_{eq} = (1,35 \times 0,12 \times 1,5) + (1,5 \times 0,45) = 0,92 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd1} = 1,35 G + 1,5 Q_{eq} = (1,35 \times 0,12 \times 1,65) + (1,5 \times 0,45) = 0,94 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd2} = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,12 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5 \times 0,512) = 1,42 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd2} = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,12 \times 1,65) + (1,5 \times 1,65 \times 0,512) = 1,53 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd3} = 1,35 G + 1,5 V = (1,35 \times 0,12 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5 \times (-1.247)) = -2,56 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd3} = 1,35 G + 1,5 V = (1,35 \times 0,12 \times 1,65) + (1,5 \times 1,65 \times (-1.341)) = -3,05 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}) = 3,05 \text{ KN/m pour (versant droit) (5,14}^\circ)$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}) = 2,56 \text{ KN/m (versant gauche) (9}^\circ)$$

III.2.4 Dimensionnement de la panne :

$$M_{sd} = M_{\max} = \frac{Q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{3,05 \cdot 6^2}{8} = 13,73 \text{ KN.m (versant droit)}$$

$$M_{sd} = M_{\max} = \frac{Q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{2,56 \cdot 6^2}{8} = 11,52 \text{ KN.m (versant gauche)}$$

Supposant le profilé est de classe 1 ou 2 :

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{pl} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{pl} \geq \frac{13,73 \times 1,1 \times 10^6}{235} = 64268 \text{ mm}^3 = 64,268 \text{ cm}^3 \text{ (versant droit)}$$

$$W_{pl} \geq \frac{11,52 \times 1,1 \times 10^6}{235} = 53923 \text{ mm}^3 = 53,923 \text{ cm}^3 \text{ (versant gauche)}$$

Par tâtonnement on choisit l'IPE 140 $W_{pl}=88,34 \text{ cm}^3$

III.2.5 Résistance en section :

a) Pour Versant gauche :

$$Q_{sd}=2,56 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 9^\circ$$

$$\cos 9^\circ = 0,99$$

$$\sin 9^\circ = 0,16$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \cos \alpha = 2,53 \text{ KN/m}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 0,410 \text{ KN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{2,53 \times 6^2}{8} = 11,39 \text{ kNm}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} (l/2)^2}{8} = \frac{0,410 \times 3^2}{8} = 0,461 \text{ kNm}$$

b) Pour versant droit :

$$Q_{sd}=3,05 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 5,14^\circ$$

$$\cos 5,14^\circ = 0,99$$

$$\sin 5,14^\circ = 0,09$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \cos \alpha = 3,02 \text{ kN/m}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 0,274 \text{ KN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{3,02 \times 6^2}{8} = 13,59 \text{ kNm}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} (l/2)^2}{8} = \frac{0,274 \times 3^2}{8} = 0,308 \text{ kNm}$$

III.2.6 Vérification a ELU:

III.2.6.1 Vérification a la flexion :

Calcul en plasticité : (sections de classe 1 et 2)

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

Classe de section :

Classe de la semelle :

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

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

$$\frac{b_f/2}{t_f} = \frac{73/2}{6,9} = 5,29 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1.}$$

La section et de classe 1

Sections de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

α et β Sont des constantes :

Pour les sections en I et H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$ avec : $n = N_{sd}/N_{pl.Rd}$

Dans notre cas, l'effort normal ($N_{sd}=0$) $\rightarrow \beta = 1$

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140

I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{el.y}$ (cm ³)	$W_{el.z}$ (cm ³)	$W_{pl.y}$ (cm ³)	$W_{pl.z}$ (cm ³)
541,2	44,92	77,32	12,31	88,34	19,25

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1887,26 \text{ daN.m} = 18,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,25 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 411,25 \text{ daN.m} = 4,11 \text{ KN.m}$$

Donc :

Versant droit :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta = \left(\frac{13,59}{18,87} \right)^2 + \left(\frac{0,308}{4,11} \right)^1 = 0,59 < 1,0 \dots \dots OK$$

Versant gauche :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta = \left(\frac{11,39}{18,87} \right)^2 + \left(\frac{0,461}{4,11} \right)^1 = 0,48 < 1,0 \dots \dots OK$$

III.2.7 vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes:

$$V_z \leq V_{plz.Rd} \text{ et } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_y \leq V_{ply.Rd} \text{ et } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

IPE 140:

$$A_{vz} = 7,64 \text{ cm}^2 \text{ [tab de profilé en I]}$$

$$A_{vy} = 2bt_f = 2 \cdot 7,3 \cdot 0,69 = 10,07 \text{ cm}^2$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd}l}{2} = \frac{2,53 \times 6}{2} = 7,59 \text{ KN (Versant gauche)}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd}l}{2} = \frac{3,02 \times 6}{2} = 9,06 \text{ KN (Versant droit)}$$

$$V_{y.Sd} = 0,625(Q_{y.sd}) \cdot (l/2) = 0,625 \times 0,410 \times 3 = 0,769 \text{ KN (Versant gauche)}$$

$$V_{y.sd} = 0,625(Q_{y.sd}) \cdot (l/2) = 0,625 \times 0,274 \times 3 = 0,514 \text{ KN (Versant droit)}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{7,64 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 9423,41 \text{ daN} = 94,23 \text{ KN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{10,07 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 12420,64 \text{ daN} = 124,21 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 7,59 \text{ KN} < V_{plz.Rd} = 94,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK (Versant gauche)}$$

$$V_{z.sd} = 9,06 \text{ KN} < V_{plz.Rd} = 94,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK (Versant droit)}$$

$$V_{y.sd} = 0,769 \text{ KN} < V_{ply.Rd} = 124,21 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK (Versant gauche)}$$

$$V_{y.sd} = 0,514 \text{ KN} < V_{ply.Rd} = 124,21 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK (Versant droit)}$$

III.2.8 Vérification au déversement:

Calcul du moment ultime :

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1,5 V$$

$$Q_{y.sd} = 1,35 G \sin \alpha$$

Avec :

Poids propre de panne.....12,9kg/m

$$G = 0,12 \times 1,5 + 0,129 = 0,31 \text{ KN/m (versant gauche)}$$

$$G = 0,12 \times 1,65 + 0,129 = 0,33 \text{ KN/m (versant droit)}$$

$$Q_{z.sd} = 0,31 \times \cos 9 - 1,5 \times (-1,247) = 2,176 \text{ KN/m (Versant gauche)}$$

$$Q_{z.sd} = 0,33 \times \cos 5,14 - 1,5 \times (-1,341) = 2,340 \text{ KN/m (Versant droit)}$$

$$Q_{y.sd} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 0,31 \times \sin 9 = 0,065 \text{ KN/m (Versant gauche)}$$

$$Q_{y.sd} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 0,33 \times \sin 5,14 = 0,040 \text{ KN/m (Versant droit)}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{2,176 \times 6^2}{8} = 9,792 \text{ KN.m (Versant gauche)}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{2,340 \times 6^2}{8} = 10,53 \text{ KN.m (Versant droit)}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} (l/2)^2}{8} = \frac{0,065 \times (3)^2}{8} = 0,074 \text{ KN.m (Versant gauche)}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} (l/2)^2}{8} = \frac{0,040 \times (3)^2}{8} = 0,045 \text{ KNm (Versant droit)}$$

III.2.9 Formule de vérification du déversement :**III.2.9.1 Flexion déviée :**

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

III.2.9.2 Calcul du moment résistant au déversement : $M_{b,Rd}$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{plz.fy}}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ pour section de classe 1

– χ_{LT} : est le facteur de réduction pour le déversement

Calculer χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

calculer ϕ :

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

L'élancement réduit :

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \dots \dots \dots (\text{CCM97 B.12})$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

Pour les poutres a section constante et doublement symétriques tel notre cas, le profilé à un élancement :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad (\text{B.21})$$

Pour un IPE 140 :

$$i_z = 1,65 \text{ cm.}$$

$$h = 14 \text{ cm.}$$

$$e_s \text{ ou } t_f = 0,69 \text{ cm.}$$

Pour une poutre simplement appuyée avec lierne à mi- travée : **L= 3 m** longueurs libre entre appuis latéraux.

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7 \text{ par majoration en prend } C_1 = 1,88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,65}{1,88^{0,5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300/1,65}{14/0,69} \right)^2 \right]^{0,25}} = 88,69$$

$$\lambda_{LT \text{ réduit}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0,5} = \frac{88,69}{93,9} = 0,94$$

$$\text{pour un } \lambda_{LT \text{ réduit}} = 0,94 \quad \alpha = 0,21$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,21(0,94 - 0,2) + 0,94^2 \right]$$

$$\phi = 1,02$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,02 + \sqrt{1,02^2 - 0,94^2}} = 0,71$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd} = 0,71 \times 18,87 = 13,40 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} = \frac{9,792}{13,40} + \frac{0,074}{4,11} = 0,74 \leq 1 \text{ (versant gauche vérifié)}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} = \frac{10,53}{13,40} + \frac{0,045}{4,11} = 0,80 \leq 1 \text{ (versant droit vérifié)}$$

III.2.10 vérification à l'ELS

III.2.10.1 vérification à la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

a) Combinaisons d'action à l'ELS

- Action vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + P_{eq} = 0,18 + 0,45 = 0,63 \text{KN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{sd1} = G + P_{eq} = 0,20 + 0,45 = 0,65 \text{KN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

$$Q_{sd2} = G + N = 0,18 + 0,19 = 0,37 \text{ KN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{sd2} = G + N = 0,20 + 0,21 = 0,41 \text{KN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

- Action vers le haut

$$Q_{sd2} = G \cos \alpha - V = 0,18 \cos (9) - 1,879 = 1,70 \text{KN /ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{sd2} = G \cos \beta - V = 0,20 \cos (5,14) - 2,21 = -2,01 \text{K N/ml} \quad (\text{versant droit})$$

$$Q_{sd2} = G \sin \alpha = 0,18 \sin (9) = 0,028 \text{KN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{sd2} = G \sin \beta = 0,20 \sin (5,14) = 0,018 \text{KN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

La combinaison la plus défavorable nous donne :

$$Q_{sd} = 1,70 \text{ KN/ml} \quad (\text{Versant gauche})$$

$$Q_{sd} = 2,01 \text{ N/ml} \quad (\text{Versant droit})$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 1,70 \cos (9) = 1,79 \text{ KN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 2,01 \cos (5,14) = 2,001 \text{ KN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \alpha = 1,70 \sin (9) = 0,26 \text{ KN/ml} \quad (\text{versant gauche})$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \alpha = 2,01 \sin (5,14) = 0,18 \text{ KN/ml} \quad (\text{versant droit})$$

III.2.10.2 Condition de vérification

$$f \leq f_{ad} \quad \text{avec : } \frac{Q_{z,sd} \cdot L^4}{E.I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

(Fleche vertical suivant (z -z) Sur deux appuis :

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{z,sd} \cdot L^4}{E.I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1,79 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 541,2} = \mathbf{2,04 \text{ cm} \leq f_{ad} \text{ (versant gauche)}}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{z,sd} \cdot L^4}{E.I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,001 \times 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 541,2} = \mathbf{2,28 \text{ cm} \leq f_{ad} \text{ (versant droit)}}$$

(Fleche latérale suivant (y- y) sur trois appuis :

$$\text{Avec : } f_{ad} = \frac{L/2}{200} = \frac{600/2}{200} = \mathbf{1,5 \text{ cm}}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{Q_{y,sd} \cdot (L/2)^4}{E.I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{0,26 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 44,92} = \mathbf{0,22 \text{ cm} \leq f_{ad} \text{ (versant gauche)}}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{Q_{y,sd} \cdot (L/2)^4}{E.I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{0,18 \times 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \times 10^6 \times 44,92} = \mathbf{0,15 \text{ cm} \leq f_{ad} \text{ (versant droit)}}$$

Le profilé choisi IPE 140 convient pour les pannes

III.3 Calcul des lisses de bardages

III.3.1 Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III.3.2- Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

III.3.3 Evaluation des charges et surcharges :

a- charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)

Poids propre du bardage : $G=0,12 \times 1,40=0,17$ KN/m

Surcharge du vent (V) : $v=0,956 \times 1,40=1,3384$ KN/m grand face (long pan)

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,5V$$

$$Q_{sd} = (1,35 \times 0,17) + (1,5 \times 1,3384)$$

$$Q_{sd} = 2,24 \text{ KN/m}$$

III.3.4 Calcul des lisses de bardages :

$$M_{sd} = M_{\max} = \frac{Q_{sd} \times l^2}{8} = 10,08 \text{ KNm}$$

Supposant le profilé est de classe 1 ou 2 :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{pl} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{pl} \geq \frac{10,08 \times 1,1 \times 10^6}{235} = 47182 \text{ mm}^3 = 47,182 \text{ cm}^3$$

Par tâtonnement on choisit l'IPE 120 $W_{pl}=60,73 \text{ cm}^3$

Donc :

- poids propre de la lisse :10, 4 kg/m
- Accessoires de pose :5kg/m

$$G=0,17+0,104+0,05=0,324\text{KN/m}$$

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Qz.sd l^2}{8} = \frac{(1,5V)l^2}{8} = \frac{(1,5 \times 1,3384) \times 6^2}{8} = 9,0342 \text{ kNm}$$

Poutre sur trois appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Qy.sd(1/2)^2}{8} = \frac{(1,35G)(1/2)^2}{8} = \frac{(1,35 \times 0,324)(6/2)^2}{8} = 0,492\text{KNm}$$

III.3.4.1 Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion double et la formule de vérification est donnée comme suite :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

III.3.4.2 Vérification a la flexion :

Classe de la semelle :

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

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

$$\frac{b_f/2}{t_f} = \frac{64/2}{6,3} = 5,07 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,23 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1.}$$

La section est de classe 1

Sections de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Ou α et β sont des constantes

Pour les sections en I et H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$ avec : $n = N_{sd}/N_{pl}$

Dans notre cas, l'effort normal ($N_{sd}=0$) $\rightarrow \beta = 1$

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 120

I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{el.y}$ (cm ³)	$W_{el.z}$ (cm ³)	$W_{pl.y}$ (cm ³)	$W_{pl.z}$ (cm ³)
317,8	27,67	52,96	8,65	60,73	13,58

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60,73 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1297,41 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.rd} = 12,9741 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13,58 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290,12 \text{ daN.m} = 2,9012 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta = \left(\frac{9,0342}{12,9741} \right)^2 + \left(\frac{0,492}{2,9012} \right)^1 = 0.65 < 1,0 \dots \dots OK$$

III.3.5 vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes:

$$V_z \leq V_{plz.Rd} \text{ et } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_y \leq V_{ply.Rd} \text{ et } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (fy / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{IPE 120 : } A_{vz} = 6,31 \text{ cm}^2; A_{vy} = 2bt_f = 8,06 \text{ cm}^2$$

$$V_{z.sd} = \frac{(1,5V)l}{2} = \frac{1,5 \times 1,3384 \times 6}{2} = 6,023 \text{ KN}$$

$$V_{y.Sd} = 0,625(1,35G) \cdot (l/2) = 0,625 \times 1,35 \times 0,324 \times 3 = 0,820 \text{ KN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (fy / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6,31 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 7783 \text{ daN} = 77,83 \text{ KN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (fy / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8,06 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 9941 \text{ daN} = 99,41 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 6,023 \text{ KN} < V_{plz.Rd} = 77,83 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_{y.Sd} = 0,820 \text{ KN} < V_{ply.Rd} = 99,41 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

III.3.6 Vérification à l'état limite de service :

a)-Vérification à la flèche :

Elle est à vérifier sous une charge non pondérée : $Q=G+V$

➤ Condition de vérification :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec : } f_{ad} = l/200$$

• Suivant (y-y) (sur trois appuis)

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05G(l/2)^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{2,05 \times 32,4 \times 10^{-2} (300)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 27,67} = 0,241 \dots\dots\dots \text{ok}$$

• Suivant (z-z) (sur deux appuis)

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

$$f_z = \frac{5 \cdot V \cdot (l)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 133,84 \times 10^{-2} (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 317,8} = 0,174 \dots\dots\dots \text{ok}$$

III.4 CALCUL DES POTELET

III.4.1 Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

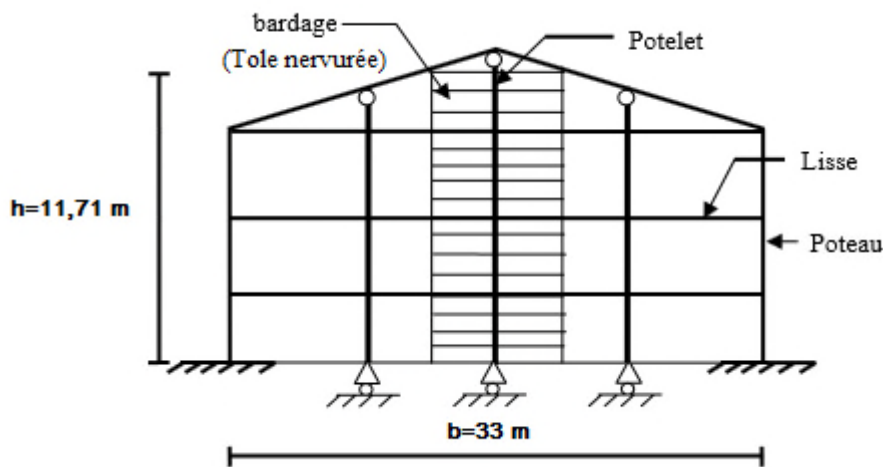


Figure III.5 : schéma présentatif pour potelet

III.4.2 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 est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

III.4.3 Evaluation des charges et surcharges :

a- charges permanentes (G): (charge concentrée)

G = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propre du bardage.

Poids propres des lisses IPE 120.....10,4kg/ml

Poids propre du bardage (TN 40).....12Kg/m²

Accessoire de pose.....5kg/m²

Poids propre du potelet: (à déterminer)

Longueur de la lisse: 6m

III.4.4 Surcharges climatiques : (horizontale suivant le plan de l'âme)

Vent normale : (voir étude au vent CH.I).....0,51KN/m²

$$V=0,51 \times 6=3,06\text{KN/m}$$

Avec 6 m : l'entre axe des potelets

III.4.5 Dimensionnement du potelet :

III.4.5.1 Sous la condition de flèche :

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré).

$$V=3,06\text{KN/m}$$

$$f_y = \frac{5.V.(l)^4}{384.E.I_x} \leq f_{ad} \text{ avec : } f_{ad}=l/200$$

$l = 11,71\text{m}$: longueur du potelet le plus chargé (potelet du milieu).

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V.(l)^3}{E} = \frac{1000 \times 10^{-2}}{384} \times \frac{306.(1171)^3}{2,1 \times 10^6} = 6093,14\text{cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 300** :

Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques de l'**IPE 300** :

I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{el.y}$ (cm ³)	$W_{el.z}$ (cm ³)	$W_{pl.y}$ (cm ³)	$W_{pl.z}$ (cm ³)
8356	603,8	557,1	80,50	628,4	125,2

III.4.6 Incidence de l'effort tranchant :

$$Q_{z.sd}=1,5 \quad V=1,5 \times 3,06=4,59\text{KN/m}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd}l}{2} = \frac{4,59 \times 11,71}{2} = 26,87\text{KN}$$

$$A_{vz} = 25,68 \text{ cm}^2 [\text{tab de profilé en I}]$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{25,68 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 31674,49 \text{ daN} = 316,74\text{KN}$$

$$\frac{V_{z.sd}}{V_{plz.Rd}} = \frac{26,87}{316,74} = 0,08 < 0,50$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

III.4.7 Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \min (0,25 N_{pl.Rd} ; 0,5A_w.f_y/\gamma_{M0})$$

$$N_{sd} = 1,35G$$

Avec :

$$\text{Poids lisse: } 10,4 \times 6 \times 7 = 436,8 \text{ daN}$$

$$\text{Poids bardage : } 12 \times 11,71 \times 6 = 843,12 \text{ daN}$$

$$\text{Poids potelet : } 42,2 \times 11,71 = 494,162 \text{ daN}$$

$$G = 436,8 + 843,12 + 494,162 = 1774,082 \text{ daN} = 17,74 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 17,74 = 23,95 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = A.f_y/\gamma_{M0} = (53,8 \times 2350)/1,1 = 114936,36 \text{ daN} = 1149,36 \text{ KN}$$

$$0,25 N_{pl.Rd} = 0,25 \times 1149,36 = 287,34 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 53,8 - 2 \times 15 \times 0,71 = 32,5 \text{ cm}$$

$$0,5A_w.f_y/\gamma_{M0} = 0,5 \times 32,5 \times 2350/1,1 = 34715,91 \text{ daN} = 347,1591 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 23,95 \text{ KN} \leq \min (287,34 \text{ KN} ; 347,1591 \text{ KN}) = 287,34 \text{ KN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Classe de la semelle :

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

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

$$\frac{b_f/2}{t_f} = \frac{150/2}{10,7} = 7,01 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme:

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1.}$$

La section est de classe 1

$$M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{628,4 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 13424,91 \text{ daN.m} = 134,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_z \cdot s_d l^2}{8} = \frac{4,59 \times 6^2}{8} = 20,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 20,66 \text{ KN.m} < M_{ply,Rd} = 134,25 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

III.4.8 Résistance au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Donc : les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y): $i_y = 12,46$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,5L}{12,46} = \frac{300}{12,46} = 24,08 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,27$$

Plan (z-z) : $i_z = 3,35$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5l}{3,35} = \frac{300}{3,35} = 89,55 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,95$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,95$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi_{tl} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda^2_{lt}})}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5[1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}^2_{lt}] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ (Pour les profilés laminés)} \end{cases}$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(0,95 - 0,2) + 0,95^2] = 1,03$$

Donc:

$$\chi_{tl} = \frac{1}{(1,03 + \sqrt{1,03^2 - 0,95^2})} = 0,63$$

Résistance au flambement :

D'où :

$$N_{b,Rd} = \frac{0,63 \times 1 \times 5380 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 724,10 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 23,95 \text{ KN} \leq N_{b,Rd} = 724,10 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III

Pré-

Dimensionnement

IV.1 Calcul des poteaux :

IV.1.1 Introduction :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté. Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

IV.1.2 Calcul des poteaux :

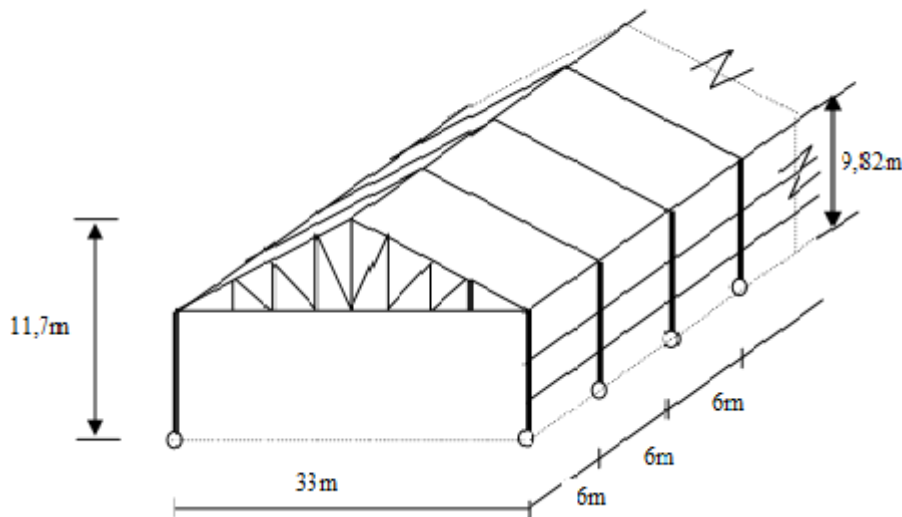


Figure IV.1 : schéma présentatif pour poteaux

L'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

IV.1.3 Efforts dans les poteaux :

Les poteaux doivent avoir des dimensions suffisantes pour pouvoir résister aux efforts suivants :

- Efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propre de la couverture, des pannes, et de la ferme) et aux surcharges climatiques (action du vent et de la neige).
- Effort de flexion due à la poussée horizontale du vent et aux réactions horizontales des chemins de roulement.

a- Effort de compression :

Il provient principalement des poids et des efforts de renversement.

b- Efforts transversaux :

Il provient des forces horizontales et des variations de températures pour les bâtiments de plus de 50 m de longueur sans joint.

c- Moment fléchissant :

Il provient des encastremements des poteaux aux poutres fléchies par les charges verticales, ou de la résistance aux efforts horizontaux, tels ceux dus au vent.

IV.2 Partie I :

IV.2.1 Efforts sollicitant :

On choisit un profilé à chaud en **HEA 280** et on vérifie sa résistance.

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP2000) sont :

- $M_{sd} = 226,64 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 108,66 \text{ kN}$

Tableaux IV.1 : Caractéristiques du profile du poteau HEA 280 :

Profil	Section	Dimensions				Caractéristiques		
	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _z cm
HEA 400	97,26	270	280	13	8	1112	518,1	7

IV.2.2 Classe de la section transversale :**Classe de la semelle :**

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

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

$$\frac{b_f/2}{t_f} = \frac{280/2}{13} = 10,67 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme :

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

$$\frac{d}{t_w} = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1.}$$

IV.2.3 Condition de résistance (moment fléchissant- effort normal) :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.rd}}\right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}}\right)^2 \leq 1.0$$

Avec :

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1112 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 23756,363 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 237,563 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{97,3 \times 2350}{1,1} = 207868,181 \text{ daN}$$

$$N_{pl.rd} = 2078,68 \text{ KN}$$

D'où :

$$\left(\frac{226,64}{237,563} \right)^1 + \left(\frac{108,66}{2078,68} \right)^2 = 0,96 \leq 1,0 \dots \dots OK$$

IV.2.4 Résistance au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

λ : Elancement réduit

$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \varepsilon$

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

Avec :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0,96 \leq 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 13 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc :

les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$

Plan (y-y):

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{11,86} = \frac{0,7 \times 982}{11,86} = 57,96 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,61$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,71}{7} = \frac{0,7 \times 982}{7} = 98,2 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,05$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,05$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

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

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,49(1,05 - 0,2) + 1,05^2] = 1,26$$

Donc:

$$\chi_{tl} = \frac{1}{1,26 + \sqrt{1,26^2 - 1,05^2}} = 0,51$$

$$N_{b, Rd} = 0,51 \times 1 \times 2078,68 = 1060,13 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 108,66 \text{ kN} < N_{b, Rd} = 1060,13 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.3 Partie II :

IV.3.1 Efforts sollicitant :

On choisit un profilé à chaud en **HEA 400** et on vérifie sa résistance.

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP2000) sont :

- $M_{sd} = 408,62 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 221,99 \text{ kN}$

Tableau IV.2 : Caractéristiques du profile du poteau HEA 400 :

Profil	Section	Dimensions				Caractéristiques		
	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _z cm
HEA 400	159	390	300	19	11	2562	872,9	7,34

IV.3.2 Classe de la section transversale :

Classe de la semelle :

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

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

$$\frac{b_f/2}{t_f} = \frac{300/2}{19} = 7.89 < 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme :

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

$$\frac{298}{11} = 27,09 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1.}$$

IV.3.3 Condition de résistance (moment fléchissant- effort normal) :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right)^2 \leq 1.0$$

Avec :

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 54733,636 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 547,336 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{159 \times 2350}{1.1} = 339681,818 \text{ daN}$$

$$N_{pl.rd} = 3396,818 \text{ KN}$$

D'où :

$$\left(\frac{408,62}{547,336} \right)^1 + \left(\frac{221,99}{3396,818} \right)^2 = 0,75 \leq 1.0 \dots \dots OK$$

IV.3.4 Résistance au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

λ : Elancement réduit

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

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

Avec :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 \geq 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc :

Les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y):

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{16,84} = \frac{0,7 \times 982}{16,84} = 40,82 \Rightarrow \lambda_y = 0,43$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,71}{7,34} = \frac{0,7 \times 982}{7,34} = 93,65 \Rightarrow \lambda_z = 1$$

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

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi_{tl} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,34(1 - 0,2) + 1^2] = 1,14$$

Donc:

$$\chi_{tl} = \frac{1}{1,14 + \sqrt{1,14^2 - 1^2}} = 0,59$$

$$N_{b, Rd} = 0,59 \times 1 \times 3396,818 = 2013,099 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 221,99 \text{ kN} < N_{b, Rd} = 2013,099 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.4 Calcul des traverses

IV.4.1 Introduction :

La stabilité statique doit être assurée tant au niveau de la structure globale qu'au niveau de chaque élément pris séparément. C'est pourquoi il est exigé de procéder au calcul de la structure sous toutes les combinaisons possibles définies d'une manière réglementaire.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles pour garantir le degré de sécurité souhaité.

IV.4.2 Justification des traverses :

IV.4.3 Charges réparties sur la traverse :

- Poids de la tôle nervurée.....12kg/m
- Poids des pannes.....12,9 kg/m
- Poids propre de la traverse : (à déterminer)
- Charge d'entretien : $Q(Q=1\text{kN})$ placée en 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne

IV.5 Partie I :

Tableau IV.3 Caractéristiques de la traverse IPE400 :

Profil	Section	Dimensions				Caractéristiques		
	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _z cm
HEA 400	84,46	400	180	13,5	8,5	1307	229	3,95

IV.5.1 Effort sollicitant :

Les effort sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 sont :

- Nsd =221,99KN
- Vsd =107,14 KN
- Msd =57,16 kN.m

IV.5.2 Classe de la section transversale :

Classe de la semelle :

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

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

$$\frac{b_f/2}{t_f} = \frac{180/2}{13,5} = 6,67 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,49 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1.}$$

IV.5.3 Vérification de la flèche : (ELS)

$$f \leq f_{ad}$$

Avec :

$$f = 9,18 \text{ mm (calculé par SAP2000)}$$

$$f_{ad} = 1/200 = 1225/200 = 6 \text{ cm} = 60 \text{ mm}$$

Donc :

$$f \leq f_{ad} \rightarrow \text{La flèche est donc vérifiée.}$$

IV.5.4 Condition de résistance : (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal)

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

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

$$A_v = 8450 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5 = 2906,9 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{29,069 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-2} = 358,546 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = < 50\% \cdot V_{pl.Rd}$$

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

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Avec :

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \times 2350}{1,1} \times 10^{-4} = 279,223 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84,5 \times 2350}{1,1} \times 10^{-2} = 1805,227 \text{ KN}$$

D'où :

$$\left(\frac{52,16}{279,223} \right)^1 + \left(\frac{221,99}{1805,227} \right)^2 = 0,21 \leq 1.0 \dots \dots OK$$

IV.5.5 Résistance de la traverse au déversement :

$$M_{b.Rd} = \chi \times \beta_w \times \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ pour section de classe 1

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

$$\text{calculer } \chi_{LT} : \chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\text{calculer } \phi : \phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

Le profilé à un élancement de :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Pour un IPE400 :

$$i_z = 3,95 \text{ cm.}$$

$$h = 40 \text{ cm.}$$

$$e_s \text{ ou } t_f = 1,35 \text{ cm.}$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7 \text{ par majoration en prend } C_1 = 1,88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1225/3,95}{1,88^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{1225/3,95}{40/1,35} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 141,78$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9} \times \sqrt{1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{141,78}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,51$$

Avec :

$$\begin{cases} \phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \quad (\text{Pour les profilés laminés}) \end{cases}$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(1,51 - 0,2) + 1,51^2]$$

$$\phi = 1,78$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,78 + \sqrt{1,78^2 - 1,51^2}} = 0,37$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,37 \times 1 \times 229 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1810,14 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 18,10 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{b,Rd} = 18,10 \text{ kN.m} \leq M_{sd} = 57,16 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : Il n'y a pas risque de déversement

IV.6 Partie II :

Tableau IV.4 : Caractéristiques de la traverse IPE550 :

Profil	Section	Dimensions				Caractéristiques		
	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _z cm
HEA 400	134,4	550	210	17,2	11,1	2787	400,5	4,45

Tableau VI.1 : Caractéristiques du profilé.

IV.6.1 Effort sollicitant :

Les effort sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 sont :

$$- N_{sd} = 146,47 \text{ KN}$$

$$- V_{sd} = 83,88 \text{ KN}$$

$$- M_{sd} = 43,39 \text{ kN.m}$$

IV.6.2 Classe de la section transversale :

Classe de la semelle :

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

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

$$\frac{b_f/2}{t_f} = \frac{210/2}{17,2} = 6,10 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{467,6}{11,1} = 42,13 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1.}$$

IV.6.3 Vérification de la flèche : (ELS)

$$f \leq f_{ad}$$

Avec :

$$f = 10,42 \text{ cm (calculé par SAP2000)}$$

$$f_{ad} = 1/200 = 21,08/200 = 0,10 \text{ m} = 10,54 \text{ cm}$$

Donc :

$$f \leq f_{ad} \rightarrow \text{La flèche est donc vérifiée.}$$

IV.6.4 Condition de résistance : (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal)

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

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

$$A_v = 13400 - 2 \times 210 \times 17,2 + (11,1 + 2 \times 24) \times 17,2 = 5159,48 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{5159,48 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-2} = 63638,580 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = < 50\% \cdot V_{pl.Rd}$$

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

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Avec :

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{2787 \times 2350}{1,1} \times 10^{-4} = 595,404 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{134 \times 2350}{1,1} \times 10^{-2} = 2862,727 \text{ KN}$$

D'où :

$$\left(\frac{43,39}{595,404} \right)^1 + \left(\frac{146,47}{2862,727} \right)^2 = 0,075 \leq 1.0 \dots \dots OK$$

IV.6.5 Résistance de la traverse au déversement :

$$M_{b.Rd} = \chi \times \beta_w \times \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ pour section de classe 1
- χ_{LT} : est le facteur de réduction pour le déversement.

- calculer χ_{LT} : $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$
- calculer ϕ : $\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

le profilé à un élancement :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Pour un IPE550 :

$$i_z = 4,45 \text{ cm.}$$

$$h = 55 \text{ cm.}$$

$$e_s \text{ ou } t_f = 1,72 \text{ cm.}$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7 \text{ par majoration en prend } C_1 = 1,88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{2108/4,45}{1,88^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{2108/4,45}{55/1,72} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 185,73$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9} \times \sqrt{1}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{185,73}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,98$$

Avec :

$$\alpha = 0,21$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(1,98 - 0,2) + 1,98^2] = 2,65$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,65 + \sqrt{2,65^2 - 1,98^2}} = 0,23$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,23 \times 1 \times 400,5 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1967,91 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 19,679 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{b,Rd} = 19,679 \text{ KN.m} \leq M_{sd} = 43,39 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : Il n'y a pas risque de déversement

IV.7 Calcul des contreventements :

IV.7.1 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, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (« Poutres au vent », et en façade (« palées de stabilité »), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

IV.7.2 Les différents types de contreventements :

IV.7.2.1 Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur

la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

Remarque :

Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

IV.7.2.2 Contreventement de façades : (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

IV.7.3 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

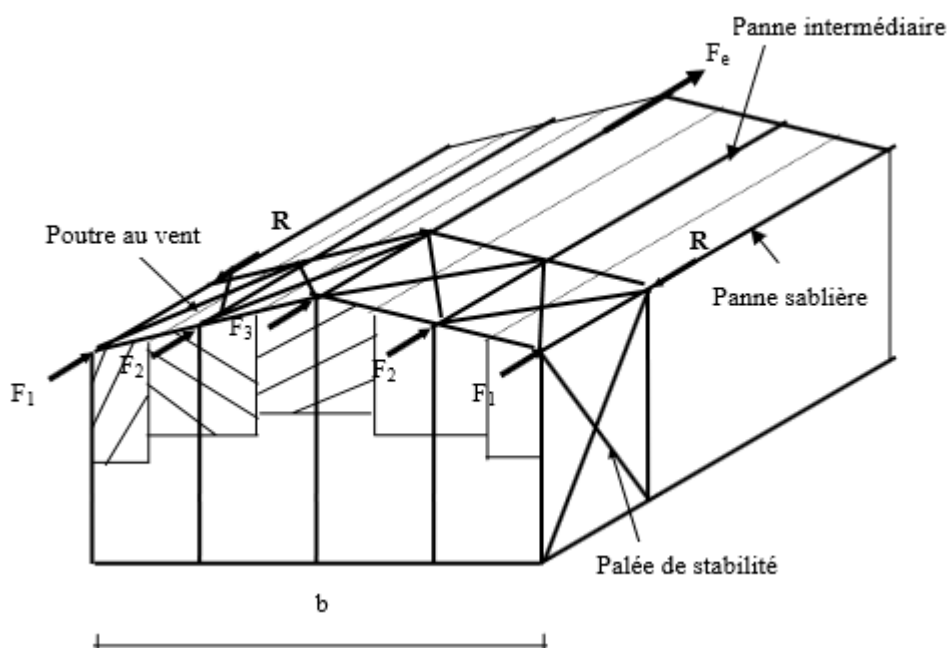


Figure IV.2 : Effort du vent sur les pignons

IV.7.4 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Remarque :

Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort. 2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

IV.7.5 Evaluation des efforts horizontaux :

$$F1 = \left(V \times \frac{h1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{Ffr}{8}$$

$$F2 = \left(V \times \frac{h2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Ffr}{4}$$

$$F3 = \left(V \times \frac{h3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Ffr}{4}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de C_e est donnée dans le tableau suivant (voir CHI):



$$\sum C_r = C_{peD} + C_{peE} = 0,8 + 0,3 = 1,1$$

$$q_{dyn} = 78,43 \text{ daN/m}^2$$

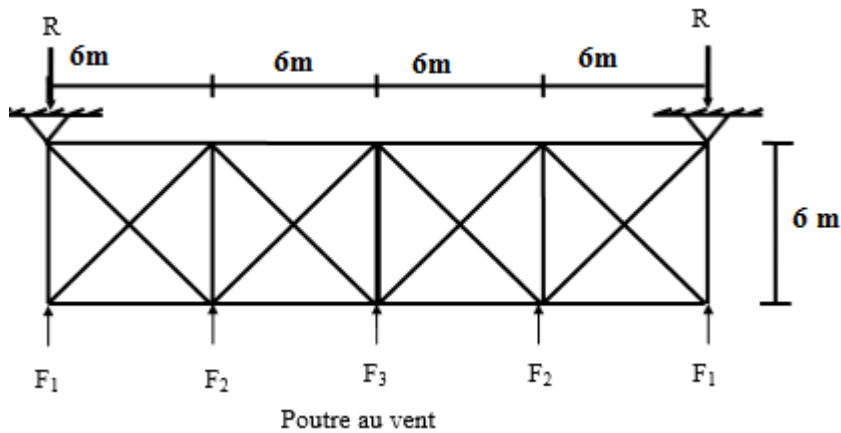
$C_d = 1$ (voir CHI)

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot \sum C_r = 1 \times 78,43 \times 1,1 = 86,27 \text{ daN/m}^2$$

$V = 86,27 \text{ daN/m}^2$ pour toiture (voir CHI)

$F_{fr} = 1955,59 \text{ daN}$ pour toiture (voir CHI)

IV.7.6 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :



$$F_1 = \left(86,27 \times \frac{9,82}{2} \times \frac{24}{8} \right) + \frac{1955,59}{8} = 1515,21 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(86,27 \times \frac{10,77}{2} \times \frac{24}{4} \right) + \frac{1955,59}{4} = 3278,87 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(86,27 \times \frac{11,71}{2} \times \frac{24}{4} \right) + \frac{1955,59}{4} = 3522,15 \text{ daN}$$

IV.7.7 Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, cela est dû au fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale. Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité

(Les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3}{2} = \frac{2 \times 1515,21 + 2 \times 3278,87 + 2 \times 3522,15}{2} = 8316,23 \text{ daN}$$

$$\tan\theta = \frac{6}{1} = 1 \Rightarrow \theta = \arctg 1 = 45^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{8316,23 - 1515,21}{\cos 45^\circ} = 9618,09 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 9618,09 = 14427,14 \text{ daN} = 144,27 \text{ KN}$$

IV.7.8 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{144,27 \cdot 1,1}{23,5} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Après modélisation on adopte le profilé suivant on choisit une cornière en

2L100 × 100 × 10 et on vérifie sa résistance.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

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

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

λ : Elancement réduit

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

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

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1 \leq 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 10 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc la courbe de flambement considérée :

Courbe c : $\alpha = 0,49$

Plan (y-y) (z-z): $i_y = i_z = 3,04 \text{ cm}$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,5L}{3,04} = \frac{300}{3,04} = 98,68 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,05$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,05$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi_{tl} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

Avec

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,49(1,05 - 0,2) + 1,05^2] = 1,25$$

$$\text{Donc : } \chi_{tl} = \frac{1}{(1,14 + \sqrt{1,14^2 - 1,05^2})} = 0,51$$

IV.7.9 Résistance au flambement :

$$\text{D'où : } N_{b,Rd} = \frac{0,51 \times 1 \times 1915 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 208,65 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 144,27 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 208,65 \text{ KN} \Rightarrow (\text{La condition est vérifiée}).$$

IV.8 Les éléments tendus (les diagonales)

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$

$$\text{Avec } N_{sd} = 144,27 \text{ KN}$$

IV.8.1 Résistance plastique de calcul de section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1915 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 528,55 \text{ kN}$$

IV.8.2 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 1615 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 418,61 \text{ kN}$$

IV.8.3 Résistance plastique de calcul de section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1615 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 345,02 \text{ kN}$$

Verification

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{sd} \leq \min(528,55 ; 345,02 ; 418,61) \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 144,27 \text{ KN} \leq 345,02 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

IV.9 Contreventement sur Lang pan : (palée de stabilité)

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur Lang pan transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

• **Effort de traction dans la diagonale tendue :**

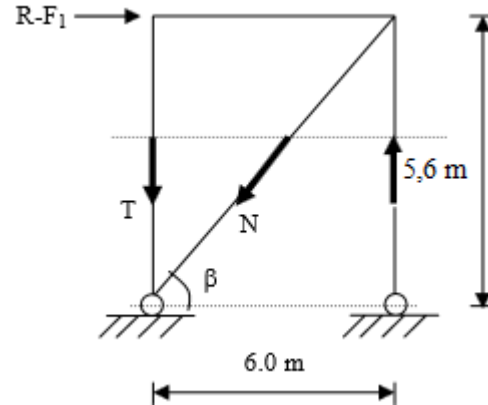
Par la méthode des coupures :

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{6}{5,6} = 1,07 \Rightarrow \beta = \operatorname{arctg} 1,07 = 46,94^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{8316,23 - 1515,21}{0,68} = 10001,5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times N \times 10^{-2} = 150,02 \text{ KN}$$



Après modélisation on adopte le profilé suivant on choisit une cornière en **2L90 × 90 × 10** et on vérifie sa résistance

IV.9.1 Résistance au flambement :

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

Plan (y-y) (z-z) : $i_y = i_z = 2,72 \text{ cm}$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,5L}{2,72} = \frac{300}{2,72} = 110,29 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,17$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \lambda_z) = 1,17$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi_{tl} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda^2_{lt}})}$$

Avec :

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

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,49(1,17 - 0,2) + 1,17^2] = 1,42$$

Donc :

$$\chi_{tl} = \frac{1}{1,42 + \sqrt{1,42^2 - 1,17^2}} = 0,45$$

$$D'o\grave{u} : N_{b,Rd} = \frac{0,45 \times 1 \times 1710 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 164,39 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 150,02 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 164,39 \text{ KN}$$

IV.10 Les éléments tendus (les diagonales) :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{net,rd} ; N_{u,rd})$

Avec $N_{sd} = 150,02 \text{ KN}$

IV.10.1 Résistance plastique de calcul de section brute

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1710 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 365,32 \text{ KN}$$

IV.10.2 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 1453 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 376,62 \text{ KN}$$

IV.10.3 Résistance plastique de calcul de section nette

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1453 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 310,41 \text{ KN}$$

Verification

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{net,rd} ; N_{u,rd})$$

$$N_{sd} \leq \min(365,32; 310,41; 376,62) \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 150,02 \text{ KN} \leq 310,41 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Chapitre IV
Dimensionnement

V.1 INTRODUCTION :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode de calcul utilisée dans cette étude sera la méthode dynamique modale spectrale ; qui consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de calcul la plus défavorable.

V.2 PRINCIPE :

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

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3 Spectre de réponse de calcul :

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

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (zone I)

Classification des ouvrages : 1B \Rightarrow **A = 0,1**

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

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

ε : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier dense) $\rightarrow \varepsilon = 5\%$ $\rightarrow \eta = 1$

T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 : $\begin{cases} T1 = 0,15s \\ T2 = 0,50s \end{cases}$ [tab 4.7]

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement : mixte portique /palée triangulées en X. $\Rightarrow R = 5$ [tab 4.3]

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,2$$

Critère q	P _q
Conditions maximales sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum p_q$	0,2

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q

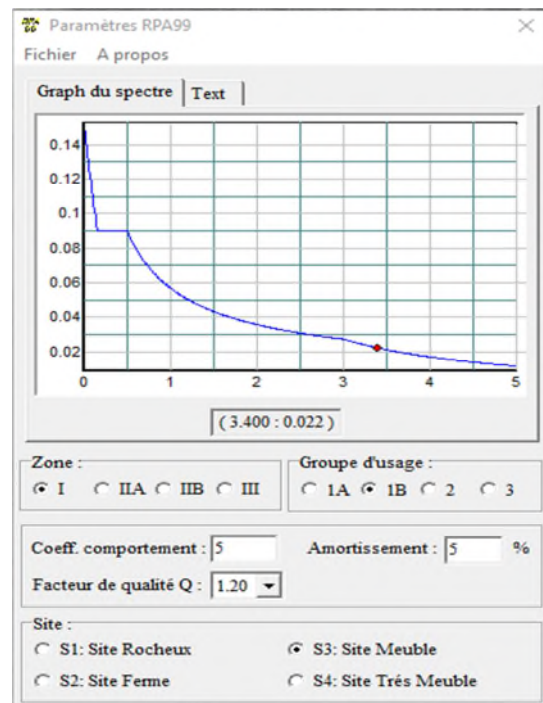


Figure V.1 : Spectre de réponse de calcul

- Calcul de la période T

Par la formule 4-6. des RPA99/Version 2003

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

avec :

$$h_n = 11,71$$

$$C_T = 0,085$$

Donc :

$$T = 0,085 \cdot (11,71)^{3/4} = 0.538s$$

$$\Rightarrow \mathbf{T = 0.54s}$$

V.4 Nombre de modes à considérer :

Pour une structure modélisée en tridimensionnel et ne présentant pas de problèmes de torsion, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que (Article 4.3.4 des RPA99/Version 2003):

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Période (Sec)	Facteur de participation massique			
		U X (%)	U Y (%)	U X cumulée (%)	U Y cumulée (%)
1	0,657	81,33	0	81,33	0
2	0,649	0,05	79,2	81,38	79,2
3	0,635	0,49	8,41	81,87	87,61
4	0,626	2,51	0,02	84,02	97,63
5	0,531	0,01	0,41	84,3	88,04
6	0,493	0,005	0,28	84,35	88,32

Tableau V.2 : Période et facteur de participation massique.

V.5 vérification de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale obtenue par le logiciel sap 2000 v 14: $T = 0,657$ s.

La période empirique: $T = 0,54$.

$T+30\%T = 0,702$ s.

Donc : $0,657s \leq T+30\%T=0,702s$. La condition est vérifiée.

V.6 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (4.1)$$

Donc :

$$D = 2,5 \eta \left[\frac{T^2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots T^2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$D = 2,375$$

W (Poids propre de la structure) = 2399,15 KN (D'après le SAP 2000)

$$V = \frac{0,1 \times 2,375 \times 1,2}{R} \times 2399,15 \text{ N}$$

$$V = 136,751 \text{ K}$$

	V. Stat (KN)	V. Dyn (KN)	80% V.Stat	0,8VStat<V. Dyn
Sens X	136,751	87,652	109,401	vérifie
Sens-Y	136,751	91,248	109,401	vérifie

Tableau V.3 : Résultante des forces sismiques à la base.

V.7 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS

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

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

Toiture	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	0,01 H (cm)	condition
	0,406	5	2,03	11,71	vérifiée

Tableau V.4 : Déplacements relatifs dans le sens (X-X).

Toiture	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	0,01 H (cm)	condition
	0,328	5	1,6421	11,71	vérifiée

Tableau V.5 : Déplacements relatifs dans le sens (Y-Y).

Avec :

R : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

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

V.8 JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES.

d_{min} : Largeur minimale d'un joint sismique

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation.

Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40\text{mm}.$$

$$d_{min} = 15\text{mm} + (16,421 + 20,3) = 51,721$$

Donc on adopte le $d = 52\text{ mm} = 0,52\text{ cm}$

Avec δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

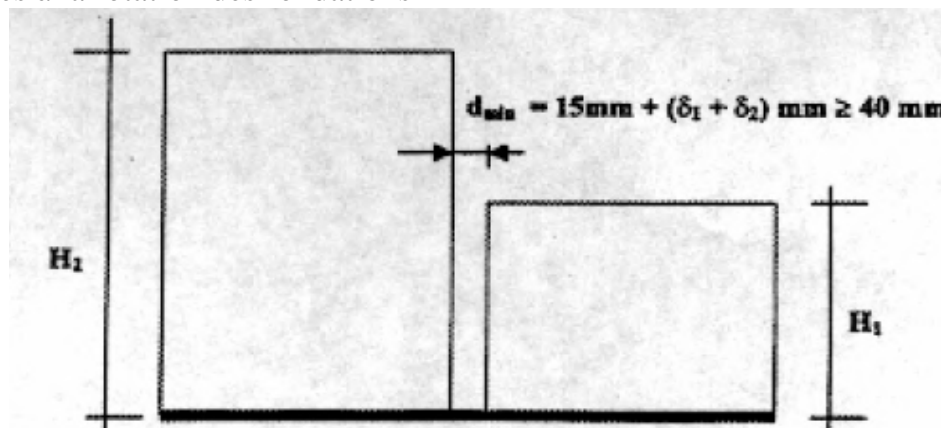


Figure V.2 Largeur minimum du joint sismique

Chapitre V
Etude sísmique

VI.1 Introduction :

La fondation est la partie inférieure d'un ouvrage. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant de la superstructure au sol dans les conditions les plus favorables.

Sous les efforts transmis, le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables pour l'ouvrage lui-même.

VI.2 Rapport géotechnique :

Pendant la réalisation des travaux le rapport géotechnique est établi à partir des essais effectués

D'après ce rapport géotechnique exécuté : $\sigma_{sol} = 2 \text{ Bar}$

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

Chaque semelle est soumise à :

- un effort normal
- un moment de flexion

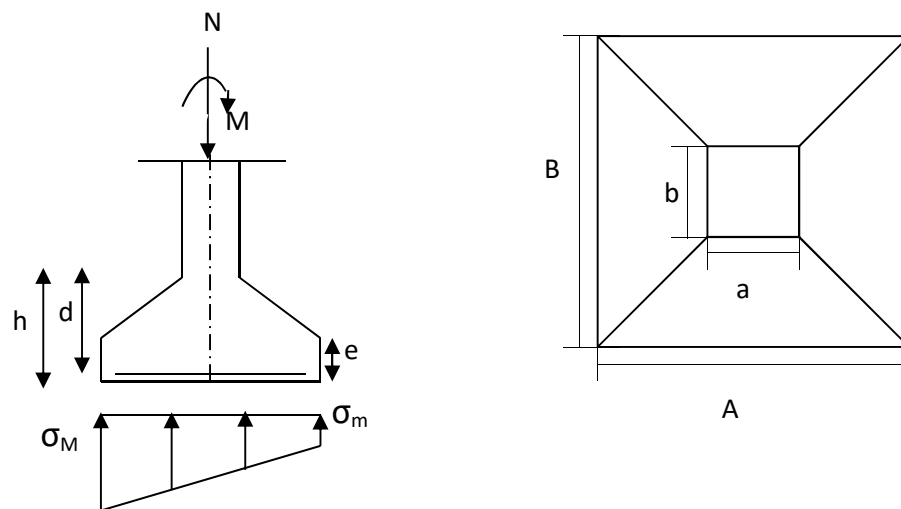


Figure VI.1 : Digramme des contraintes agissant sur les fondations

VI.3 CHOIX DE FONDATION

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50\%$)

VI.4 Choix de type des semelles

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{Totale}} \geq \frac{N_{\text{total}}}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{avec : } N_{\text{Total}} = 2399,15 \text{ KN (sap 2000 v14)}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow S_{\text{Totale}} = 12 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 54 \times 33 = 1815 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 1815 = 907,5 \text{ m}^2$$

$$S_s = 12 \text{ m}^2 \leq 0.5 S_b = 907,5 \text{ m}^2$$

Tableau VI.1 : Charges à prendre en considération :

		ELS		ELU	
		Nsd	Msd	Nsd	Msd
Partie I	S. rive	89,46	2,72	122,56	2,94
Partie I	S.intermédiaire	50,80	1,62	69,87	1,86
Partie II	S. rive	110	5,16	95,76	5,73
Partie II	S.intermédiaire	146,56	4,94	201,27	6,81
SJ		89,98	3,56	123,68	3,98

VI.5 Charges à prendre en considération :

VI.5.1 Dimensionnement des semelles : « Poteau HEA400 »

$$A/B = a/b \Rightarrow A = 0,78B$$

$$\text{On a: } \overline{\sigma_{\text{sol}}} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \cdot B = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = 0,73$$

$$0,78B^2 = \frac{201,27}{200}$$

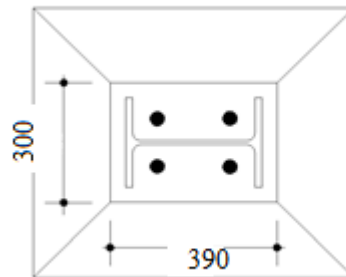


Figure VI.2: Dimensionnement des semelles isolées.

Donc:

$$B = \sqrt{0,56} = 1,14 \text{ m} = 1,20 \text{ m}$$

D' où :

$$A = 0,88 \text{ m} = 1,20 \text{ m}$$

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

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \quad \Leftrightarrow \quad \frac{1,20 - 0,39}{4} \leq d \leq 1,20 - 0,30$$

$$0,20 \text{ m} \leq d \leq 0,9 \text{ m}$$

$$20 \text{ cm} \leq d \leq 90 \text{ cm} \Rightarrow d_{\text{min}} = 40 \text{ cm}$$

Donc on prend : **d = 55 cm**

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

$$\text{Alors } h = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

VI.6 Vérification de la stabilité :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des liment de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{Msd}{Nsd} \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{5,16}{146,56} \leq \frac{1,20}{4}$$

$$= 0,035 \leq 0,3$$

VI.7 Calcul du ferrailage :

a. À ELU

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$N_U = 201,27 \text{ KN}$$

$$A_U = \frac{201,27 \times 10^{-3} \times (1,2 - 0,30)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 1,18 \text{ cm}^2$$

b. À ELS

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$N_S = 146,56 \text{ KN}$$

$$A_S = \frac{146,56 \cdot 10^{-3} \times (1,2 - 0,30)}{8 \cdot 0,55 \cdot 201,63} = 1,49 \text{ cm}^2$$

- Nous avons $A_S > A_U$ donc on prend un ferrailage de **8T12 = 9,05 cm²**

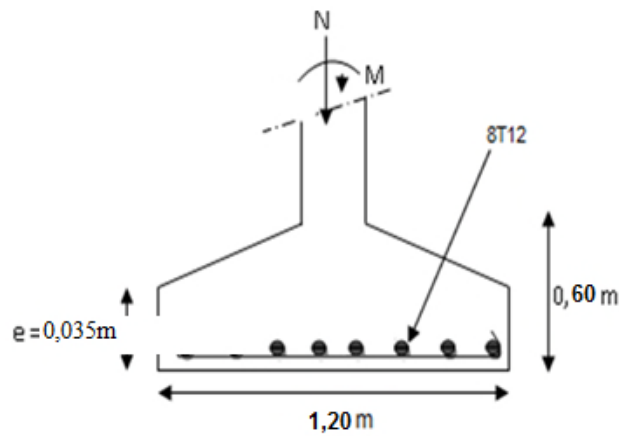


Figure VI.3: Ferrailage des semelles isolées.

VI.8 Détermination de la hauteur du patin 'e'

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

$$e \geq \max (13,2 ; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

VI.9 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 30 cm x 30 cm.

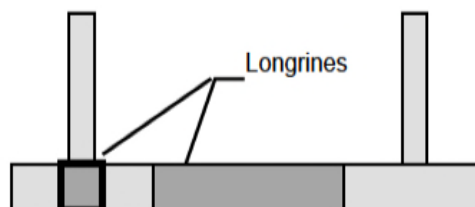


Figure VI.4: Coupe transversale des semelles isolées.

VI.9.1 Calcul du ferrailage :

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

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right]$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S_3 ($\alpha = 15$)

a. L'ELU

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{201,27}{15} = 13,418 \text{ KN}$$

b. L'ELS

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{146,56}{15} = 9,771 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = \max[13,418 \text{ KN}; 9,771 \text{ KN} ; 20] \text{ KN} = 20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,02}{347,82} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0,02}{201,6} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$

On prend donc $A_{st} \text{ 6T12} = 6,79 \text{ cm}^2$

VI.9.2 Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 30 \cdot \frac{25}{400} = 12,938 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.9.3 Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 1; \frac{300}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,5; 1; 30) \text{ mm}$$

Alors on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VI.9.4 Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t)$$

$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

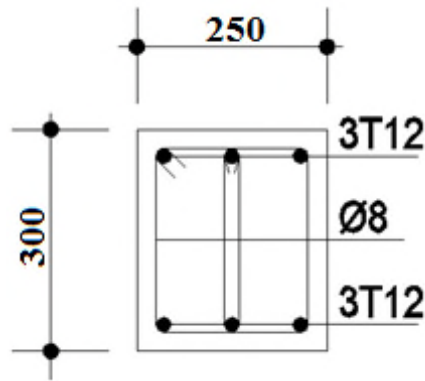


Figure VI.5 : Ferrailage des semelles isolées.

Chapitre VI
Calcul des
Fondations

VII.1 Introduction

Le bon fonctionnement global d'une structure métallique est directement lié à sa conception et particulièrement au calcul des assemblages des pièces qui la composent. Le dispositif d'assemblage assure la solidarisation des pièces entre elles, permet une transmission optimale et une juste répartition des différentes sollicitations de toute nature pouvant affecter la composante structurelle.

VII.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

VII.2.1. 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:

Les classes des boulons

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons								
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 VII.1 -Valeurs nominales de limite d'élasticité f_{yb} et de résistance ultime à la traction f_{ub}

VII.2.2. Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a 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 pièces de métal à assembler.

VII.2.3 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.

VII.2.4 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 grenailage, 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.

VII.3 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.

VII.4 Assemblage poteau Traverse (HEA 400 – IPE 550)

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau. Chacun de ces deux éléments, destinés à être solidariser l'un à l'autre, est préalablement et symétriquement percé de part et d'autre pour faciliter leur jonction.

Pour assurer une meilleure résistance aux flexions, qui en sont les sollicitations prédominantes, un jarret est installé sous la traverse ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

VII.4.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP 2000) sont :

- $N_{sd} = 62,7 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 36,36 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 48,58 \text{ KN.m}$ Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

VII.5 Assemblage poteau Traverse (HEA 280 – IPE 400)

VII.5.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP 2000) sont :

- $N_{sd} = 60,61 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 32,23 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 44,23 \text{ KN.m}$ Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

VII.6 Soudure de la platine

a. Cordon de soudure

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

$$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\text{poutre(IPE400)}} = 16 \text{ mm}$$

$$t_{\text{max}} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = 0,7 t_{\text{min}} = 0,7 \times 13,5 = 9,45 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} \leq a \leq a_{\text{max}} \leftrightarrow 5 \text{ mm} \leq a \leq 9,45 \text{ mm}$$

On prend donc : $a = 9 \text{ mm}$

b. Soudure de la semelle tendue

Il faut vérifier que : $N_d \leq \min(R_w ; R_s)$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{44,23}{400} + 60,61 = 60,72 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10^{-3} \times 9 \times 618,8}{1,1} = 911,32 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $l = 2 \times [b + b - 2r - t_w] = 2 \times [180 + 180 - 2(21 - 8,6)]$

$$l = 618,8 \text{ mm}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 9 \sqrt{2} \times 618,8}{1,1} = 1117,82 \text{ KN}$$

$$N_d = 60,72 \text{ KN} \leq \min(911,32 ; 1117,82) = 911,32 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Soudure de l'âme

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq R_s$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $l = 2 \times h_i$

(IPE400 $\rightarrow h_i = 373 \text{ mm}$)

$$l = 2 \times 373 = 746 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } R_s = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 9 \sqrt{2} \times 746}{1,1} = 1419,94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32,23 \text{ KN} \leq R_s = 1419,94 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

a. Le choix du diamètre des boulons :

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents

Après plusieurs simulation et à l'aide d'un programme CTICM On opte pour un boulon HR 8.8 diamètre 20 de la platine $t = 20 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm}$

b. Pince longitudinale

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$- d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$- t = 13,5 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 162 \text{ mm}$$

On prend donc : $e_1 = 90 \text{ mm}$

c. Pince transversale

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 162 \text{ mm}$$

On prend donc : $e_2 = 55 \text{ mm}$

d. Calcul des boulons sollicités en traction

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_R$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$T_R = 156,8 \text{ KN}$$

$$M_R = 2 T_R \times (170 + 245) \times 10^{-3} - (H \times a')$$

$$\text{Avec : } H = 0,3 \times 2 \times T_R$$

a' : la fibre extérieure

$$M_R =$$

$$M_{sd} = 181,36 \text{ KN.m} < M_R = 348,42 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

e. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

Il faut vérifier que : $V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_{M1}}$

$$V_R = 0,6 \times f_{ub} \times A_s = 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$V_R = 117,6 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{77,05}{6} = 12,84 \text{ KN}$$

$$V_d = 12,84 \text{ kn} < \frac{117,6}{1,25} = 94,08 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.7 Assemblage de pieds de poteau

Pour maintenir sans danger le pied du poteau au sol, ce dernier est solidement encasté à la semelle par utilisation d'un ensemble d'éléments : une plaque d'assise, un scellement rempli de mortier de calage, des boulons d'ancrage, une fondation en béton, une bêche de cisaillement en I, une plaque de positionnement/nivellement en acier, une cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau, une armature de fondation. Ce dispositif permet de contrecarrer l'effort vertical de compression et de soulèvement induit par la détermination de toutes les combinaisons possibles de cas de charges et de déterminer avec précision le moment fléchissant et de choisir l'option la plus défavorable.

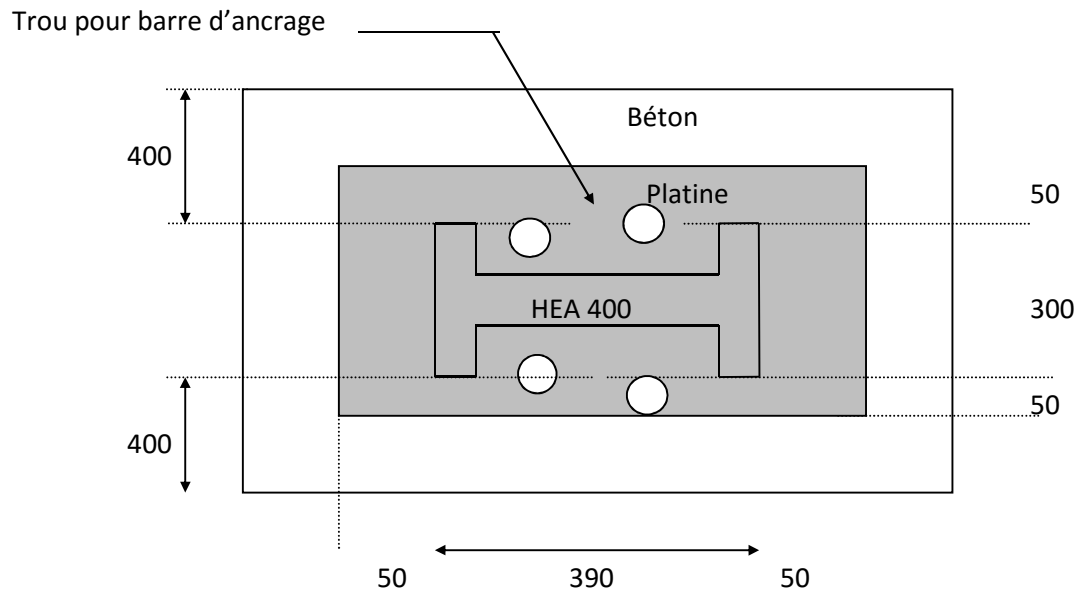


Figure VII.1 assemblage pied de poteaux

VII.8 Calcul de l'épaisseur de la platine

$$t \geq 40 (3 * 4,52 / 2400)^{1/2}$$

$$t \geq 3,00 \text{ cm}$$

Nous choisissons une platine d'épaisseur 3,5 cm

VII.9 Dimensionnement des barres d'ancrages

En traction

$$N_{sd} = 110,33 \text{ daN}$$

On a quatre tiges d'ancrage donc chacune d'elle doit reprendre au minimum :

$$110,33 / 4 = 27,58 \text{ daN}$$

$$N_a = 0,1 * (1 + 7 * g_c / 1000) * [\phi / (1 + \phi / d_1)]^2 * (l_1 + 6,4r + 3,5 l_2) \geq 982,85 \text{ daN}$$

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

g_c : dosage en ciment du béton

$$l_1 = 20\phi ; l_2 = 2\phi ; r = 3\phi$$

$$N_a = 0,1 * (1 + 7 * 350 / 1000) * [\phi / (1 + \phi / 100)^2] * (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq 982,85 \text{ daN}$$

Ce qui donne $\phi \geq 12,49$

Nous choisissons des barres d'ancrages de diamètres $\phi = 13 \text{ mm}$

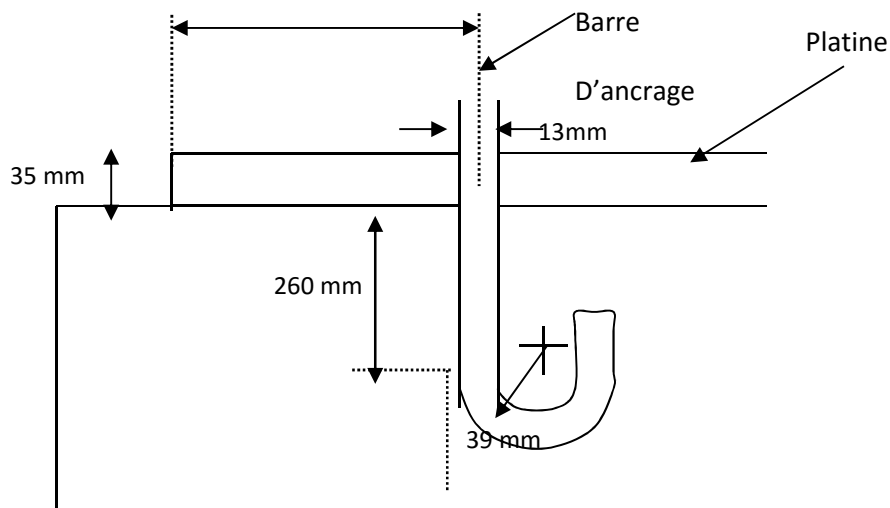


Figure VII.2 assemblage pied de poteaux avec tige d'ancrage

Bibliographie

Bibliographie :

1. Règlement neige et vent. "RNV99", D.T.R-B.C-2.47version 2013
2. Charges permanentes et charges d'exploitation. D.T.R-B.C-2.2
3. Règles de conception et de calcul des structures en acier. "CCM97",
D.T.R-B.C-2.44,
4. Règles parasismiques algériennes. "RPA99"/ version 2003, D.T.R-B.C-
2.48
5. Béton armé aux états limite. BAEL91
6. Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. "
DAHMANI Lahlou ", (janvier 2010).

Résumé

La conception et le dimensionnement d'un hangar a OUELED MIMOUNE (W-TLEMCEN) est le thème de ce mémoire. Dans ce projet de fin d'étude, les axes principaux de l'étude sont la conception et le dimensionnement d'un hangar en charpente métallique. Un travail de conception doit être fait, à partir des plans d'architecte. Il faut définir un filaire, une géométrie de portique, étudier la stabilité des structures, faire des choix en ce qui concerne l'enveloppe du bâtiment et la toiture.

Ce travail nous amène à définir les hypothèses de charges, et effectuer les descentes de charges. Le premier volet de ce travail consiste en l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « RNV99 » version 2013.

L'élaboration de la note de calcul concernant panne, contreventements, portique et assemblages, fait partie intégrante de ce travail. L'étude est réalisée avec les normes CCM97 pour la partie charpente métallique.

Pour la partie béton armé (fondation) on se réfèrera sur le BAEL 91 modifiée 99, et RPA 99. Pour l'ensemble du projet, le dimensionnement des portiques se fait avec l'aide du programme SAP 2000 v14.

Mots clef : Construction métallique – dimensionnement - hangar.

Abstract

The design of an shed pool in OUELED MIMOUNE (TLEMCEN) is the theme of this work. In this project, the main axes are the development and design of the pool where the study concerns principally, the large pool . In the design part, and from the architectural plans, the frame geometry is defined and the stability of structure is studied. The first part of this work is the assessment of the loads in addition to the climatic effects based on the Algerian regulations. The development of the design note concerning bracing, gantry and assemblies is an intégranle part of this work. The study is performed with CCM97et CITCM standards for the steel elements, the BAEL 91 modified 99 regulations for the reinforced concrete part, and the RPA 99 for the para-seismic survey. The modeling of the studied structure and design was done by software SAP 2000 v14.

Key words : Steel structure, design, shed

ملخص

مشروع نهاية دراستنا قام على أساس تصميم وقياس أبعاد مسبح أولمبي يقع بسيق(معسكر). هذا الأخير مكون من بناء معدني مدعم بمضادات للرياح المتنوعة، الكل مغطى بهيكل معدني على مدى دراستنا لمشروعنا، تمحور عملنا في بادئ الأمر على تقييم مختلف الاثقال وحساب التأثيرات المناخية المحصل عليها من قواعد الثلج والرياح 99 لأجل التمكن من قياس مختلف العناصر وكيفية تركيبها ببعضها البعض على أساس التصميم والقياس للمنشآت المعدنية 97، كذلك استخدمنا قواعد الأسمنت المسلح في الحالات 91 المحدودة والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003 للحساب وللتدعيمات بالحديد المركب لمختلف العناصر المكونة من الإسمنت المسلحة بمساعدة حبكة إعلامية(ساب2000).

كلمات مفتاحية: منشآت معدنية -التحجيم – مسبح أولمب