

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIR DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme

Master académiques en génie civil

Option : Construction Métallique

Thème :

Conception et calcul d'un Hangar avec deux ponts roulants



Etudié par :M_r BOUFARES MAHDI

Dirigé par :M_rBOUDJEMIA

M_r OUACIF KAMEL

Année 2016/2017

REMERCIEMENTS

Là où il y'a des ténèbres, il met la lumière ; là où il y'a l'affliction, il met l'espoir, là où il y'a anéantissement, il met le courage, le compagnon éterneldieu merci.

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos plus sincères vifs remerciements et notre profonde gratitude pour notre promotrice **M^{elle} ASMANI KATIA** pour nous avoir proposé ce sujet et avoir fait en sorte, par la suite, que celui-ci dans son contexte, soit le plus instructif possible. Nous avons pris plaisir à travailler avec vous.

Nous remercions aussi **M^{me} BENAHMED DJILALI ADIBA** qui nous a fait l'honneur d'accepter de présider le jury de soutenance.

Nous remercions aussi **M^{elle} AFIF CHAOUCHE THANINA** d'avoir eu la gentillesse d'accepter de faire partie du jury de soutenance et d'examiner ce travail.

Nous tenons aussi à remercier les ingénieurs des laboratoires communs I et II pour leur assistance et leur orientation tout au long de la manipulation.

Et enfin nos remerciements à toutes les personnes qui ont eu la gentillesse et la gratitude de nous aider de près ou de loin dans la réalisation de ce projet : ***BILBILA et HOCINE***

Sommaire :

Chapitre I : : Présentation de projet :

| | |
|---|----|
| I-1-Introduction général | 6 |
| I-2- Présentation de sujet | 6 |
| I-3- Règlement et matériaux utilisés..... | 6 |
| I-3-1-Règlements utilisés | 6. |
| I-3-2- Matériaux utilisés..... | 6 |
| I-4- Stabilité d'ensemble | 6 |

Chapitre II : Etude climatique :

| | |
|---|----|
| II-1-Introduction | 6 |
| II-2-Etude de la neige | 6 |
| II-3-Etude du vent | 7 |
| II-3-2- Calcul de la pression dynamique q_{dyn} | 7 |
| II-3-3- Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe} | 9 |
| II-3-4- Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi} | 14 |
| II-4- Détermination de la force de frottement | 22 |

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

| | |
|---|----|
| III-1- Introduction..... | 23 |
| III-2- Calculs des pannes..... | 23 |
| III-2-1-Hypothèse de calcul..... | 23 |
| III -2-2-Détermination de sollicitation | 24 |
| III-2-3- Pré dimensionnement des pannes | 25 |
| III-2-4-Vérification à la flexion bi-axiale a l'ELU..... | 27 |
| III-2-5- Vérification de la flèche: (ELS)..... | 29 |
| III-2-6- vérification de la résistance à l'effort tranchant | 29 |
| III-2-7- vérification au déversement..... | 30 |
| III-2-8 Calcul de liernes | 32 |
| III-4-calcul des lisses de bardage | 35 |
| III -4-1-hypothèse de calcul | 35 |
| III -4-2-Evaluation des charges..... | 35 |

| | |
|---|----|
| III -4-3-Vérification de la flexion bi-axiale..... | 38 |
| III -4-4-Vérification de la flèche: (ELS)..... | 39 |
| III -4-5-Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)..... | 40 |
| III-5-calcul des potelets | 41 |
| III -5-1-hypothèse de calcul | 41 |
| III -5-2-Détermination des sollicitations..... | 41 |
| III -5-3 -Dimensionnement des potelets | 41 |
| III -5-4-Evaluation des charges..... | 42 |
| III -5-5-Vérification à la flèche | 44 |
| III -5-7-Vérification la résistance au moment fléchissant | 45 |
| III -5-8-Vérification l'effort axial de compression..... | 45 |
| III -5-9-Vérification la résistance au flambement..... | 46 |
| III-6-Conclusion..... | 48 |

Chapitre IV : Etude de chemin de roulement

| | |
|---|----|
| IV-1- Introduction :..... | 49 |
| IV-2-présentation de pont roulant..... | 50 |
| IV. 3. Etude de la poutre de roulement « PDR »..... | 51 |
| IV. 3. A. Réactions d'un galet du pont roulant en charge..... | 52 |
| IV. 3. B. Les charges à considérer..... | 54 |
| IV. 3. C- Pré-dimensionnement de la poutre de roulement..... | 55 |
| IV. 3. D. Choix du rail | 56 |
| IV.3.E.Dimensions du rail de pont roulant..... | 56 |
| IV. 3. E. a. Vérification de la flèche verticale..... | 58 |
| IV. 3. E. b.Vésications de la flèche horizontale..... | 59 |
| IV. 3.E.c. Détermination des efforts | 60 |

Chapitre V : Etude sismique

| | |
|--|----|
| V. 1. Introduction..... | 73 |
| V-2- Choix de la méthode de calcul | 73 |
| V-3-Méthode statique équivalent..... | 74 |
| V-3-1-Condition d'application..... | 74 |
| V-3-2-Principe de la méthode..... | 74 |

| | |
|---|----|
| V-3-3-Calcul de l'effort tranchant V | 74 |
| V-3-4. Distribution verticale de la force sismique..... | 79 |
| V-4-Répartition des efforts tranchants | 80 |
| V-5-Conclusion..... | 89 |

Chapitre VI : Etude des stabilités

| | |
|--|-----|
| VI-1-Introduction | 90 |
| VI-2- Calcul de la poutre au vent | 90 |
| VI-2-1- Les forces agissant sur la poutre au vent | 91 |
| VI-2-2- Vérification des diagonales a la traction..... | 91 |
| VI-2-3- Vérification de la panne intermédiaire..... | 93 |
| VI-2-3-1- Vérification a la flexion composée | 94 |
| VI-2-3-2- Vérification de la panne au flambement..... | 96 |
| VI-3-ETUDE DE PALEE DE STABILITE VERTICAL..... | 98 |
| VI-3-1- Les forces agissant sur la palée de stabilité..... | 98 |
| VI-3-2-Vérification des diagonales a la traction..... | 100 |
| VI-3-3- VERIFICATION DE LA SABLIERE..... | 101 |
| VI-3-3-1- Vérification à la flexion composée..... | 102 |
| VI-3-3-2- Vérification de la résistance au flambement..... | 102 |

Chapitre VII : Etude de portique

| | |
|---|-----|
| VII-1-Introduction..... | 104 |
| VII-2-verification des éléments de portique..... | 104 |
| VII-2-1- Données géométriques des nœuds..... | 105 |
| VII-2-2- Données géométriques des barres | 107 |
| VII-3- Bilan des charges..... | 108 |
| VII-4 Combinaisons d'action | 110 |
| VII-5- Réactions extrêmes par rapport au Repère global..... | 114 |
| VII-6- Déplacements Extrêmes des nœuds..... | 114 |
| VII-7- Les Efforts extrêmes..... | 114 |
| VII-8- Les Contrainte Extrêmes..... | 115 |
| VII-9- Flèches Extrêmes | 115 |
| VII-10- Note de calcul détaillé donné par robot..... | 116 |

Chapitre VIII : Etude des assemblages

| | | |
|----------|--|-----|
| VIII. | 1. Introduction..... | 135 |
| VIII. | 2. Assemblage poteau HEA400 avec travers IPE400..... | 135 |
| a. | Vérification de la résistance à la flexion..... | 136 |
| b. | Vérification de la résistance au cisaillement..... | 137 |
| VIII. | 3. Assemblage de faîtage..... | 138 |
| a. | Vérification de la résistance à la flexion..... | 139 |
| b. | Vérification de la résistance au cisaillement..... | 140 |
| VIII. | 4. Assemblage des pieds de poteaux | 141 |
| VIII.4.1 | Efforts sollicitant..... | 141 |
| VIII.4.2 | Vérification de la plaque d'assise (platine)..... | 142 |
| VIII.4.3 | Vérification des tiges d'ancrage..... | 142 |

Chapitre IX : Etude des fondations

| | | |
|-------|--|-----|
| IX. | 1. Introduction :..... | 145 |
| IX. | 2. Charges à considérer | 145 |
| IX. | 3. Vérification de la contrainte du sol..... | 145 |
| IX. | 4. Ferrailage de la fondation..... | 146 |
| VIII. | 5. Calcul des longrines..... | 147 |
| | Conclusion | 148 |
| | Bibliographie | 149 |

I-1 INTRODUCTION GENERALE

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité ; c'est pour cela qu'elle est devenue un facteur primordial dans la politique de construction du pays.

L'Algérie a engagé un véritable processus de développement notamment dans ce secteur qui a bénéficié d'une grande attention de l'état et par conséquent a vu une multiplication très rapide d'unités de production à travers le territoire national.

De ce fait, l'objet de la présente étude est compte tenu des divers impératifs architecturaux, de recenser les diverses hypothèses sur la conception pour obtenir une ossature légère et économique.

La légèreté a pour mérite d'être à la fois plus économique (gain de matière, retombée sur les fondations) et de réduire l'influence du séisme.

- cette ossature métallique est constituée de barres ou poutres métalliques reliées entre elles par des assemblages. Une barre ou une poutre est une pièce prismatique caractérisée par sa section droite.

Avantage et inconvénient dans une conception métallique :

Les Avantages :

- ✓ La possibilité de fabriquer intégralement les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité, le montage sur site sera effectuée soit par soudage ou par boulonnage.
- ✓ La grande résistance de l'acier à la compression et la traction ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées.
- ✓ La légèreté qui réduit les charges sur le sol, qui entraîne une économie de fondation.
- ✓ L'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- ✓ Possibilités architecturales plus étendues par rapport aux constructions en béton armé.

Les Inconvénients :

Les structures métalliques présentent également certains inconvénients on peut citer :

- ✓ La mauvaise tenue de l'acier au feu qui exige des mesures de protection importantes.
- ✓ Nécessité d'entretien régulier des éléments contre la corrosion.
- ✓ résistance en compression moindre que le béton.

- ✓ Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement).
- ✓ Il faut faire attention au niveau des assemblages afin que de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale, qui conduiraient à la ruine de l'ouvrage par effondrement.

Ce présent sujet consiste à faire l'étude et la conception d'un atelier avec deux ponts roulants de 15 t à usage de fabrication de pièce mécanique situé à Rouïba dans la wilaya d'Alger.

I. 2.PRESENTATION DE SUJET

2. a. Les dimensions géométriques :

Hauteur total $H= 11.15$ m

Longueur $L= 48$ m

Largeur $l= 30.6$ m

Niveau du pont roulant $h= 7.5$ m

Hauteur total des poteaux $h=10$ m

Distance entre portique $D= 6$ m

Toiture a multi versant avec une pente de 8.53° .

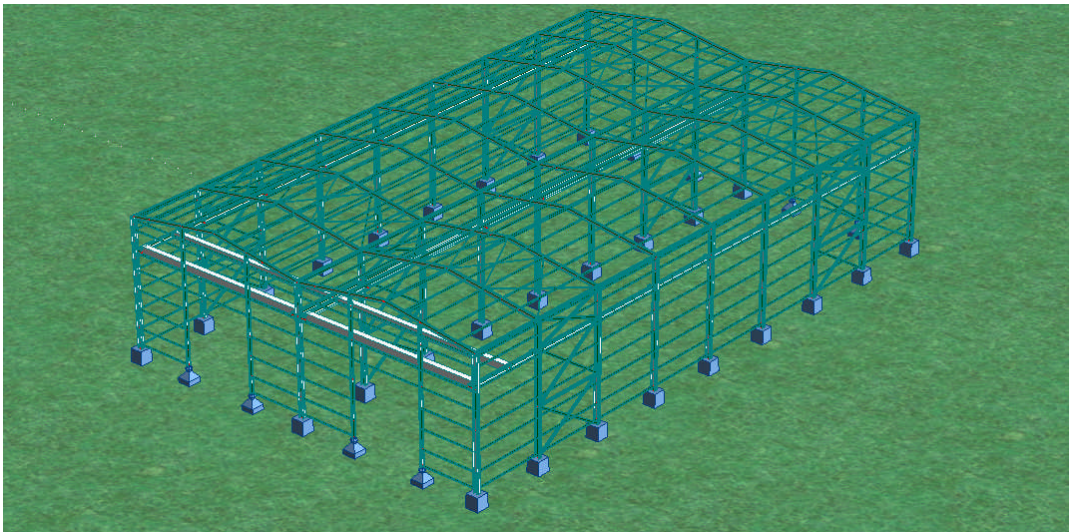


Fig I - 1 : schéma de la structure pré dimensionnée

b.2.Les portes et les ouvertures

Pignon :

- 1^{er} hall : porte coulissante 6×6 m

- 2^{ème} hall : porte coulissante 6×6 m

Long pan :

- une porte $2.5 \times 2m$ pour chaque
- 4 fenêtres de $1.2 \times 1.2 m$ pour chaque côté.

C. 2. Couvertures et bardages

Pour tout l'ouvrage on a utilisé des couvertures et des bardages en panneaux sandwich LL35

D.2. Implantation

Cette structure est implantée dans la région de Rouïba W-Alger, Cette région a les caractéristiques suivantes :

Vent : région 1.

Neige : zone B

Zone sismique 3.

Distance entre portique $D= 6 m$

Toiture a multi versant avec une pente de 8.53° .

E. 2. Stabilité d'ensemble:

Elle est assurée par Palées de stabilité et contreventement sur le long pan et un Portique auto stable sur pignon.

F. 2. Ponts roulants

On à 2 hall roulants à prévoir ; répartis dans :

- 1^{er} portique : un pont roulants de 14 m de portée ; soulevant 15t au niveau 7.5m. -
- 2^{ème} hall : un pont roulant de 14m de portée ; soulevant une charge maximale de 15t au niveau 7.5 m.

I-3- Règlement et matériaux utilisés :

I-3-1-Règlements utilisés :

- 1- RNV 99 : pour l'étude climatique.
- 2- RPA 99 / version 2003 : pour l'étude sismique.
- 3- CTICM : pour le calcul des ponts roulants.
- 4- Eurocode 3 : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.

I-3-2- Matériaux utilisés : acier

Nuance d'acier S 235

La limite élastique $f_y = 235 Mpa$

La résistance à la traction $f_u = 360$ Mpa

La densité volumique $p = 7\ 850$ kg/m

Module d'élasticité longitudinale $E = 21\ 0\ 000$ Mpa

Module d'élasticité transversale $G = 84\ 000$ Mpa

Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$

I-4- Stabilité d'ensemble :

a) Portique :

Structures hyperstatiques continues composées d'éléments verticaux (poteaux) et horizontales (poutres). Assure la stabilité transversale de la structure. C'est un système porteur qui reprend les effets du vent, des charges permanentes, et des effets sismiques, il Assure la stabilité transversale de la structure.

b) Palée de stabilité verticale :

Structure treillis composé de deux diagonales en X et une sablière, leur rôle est de transmettre les actions agissant sur le pignon (vent, séisme, freinage du pont roulant) Elle Assure la stabilité longitudinale de la structure.

I-5- Organes d'assemblages

Les boulons HR sont choisis pour l'assemblage des portiques auto stables et les boulons ordinaires pour l'assemblage des éléments secondaires

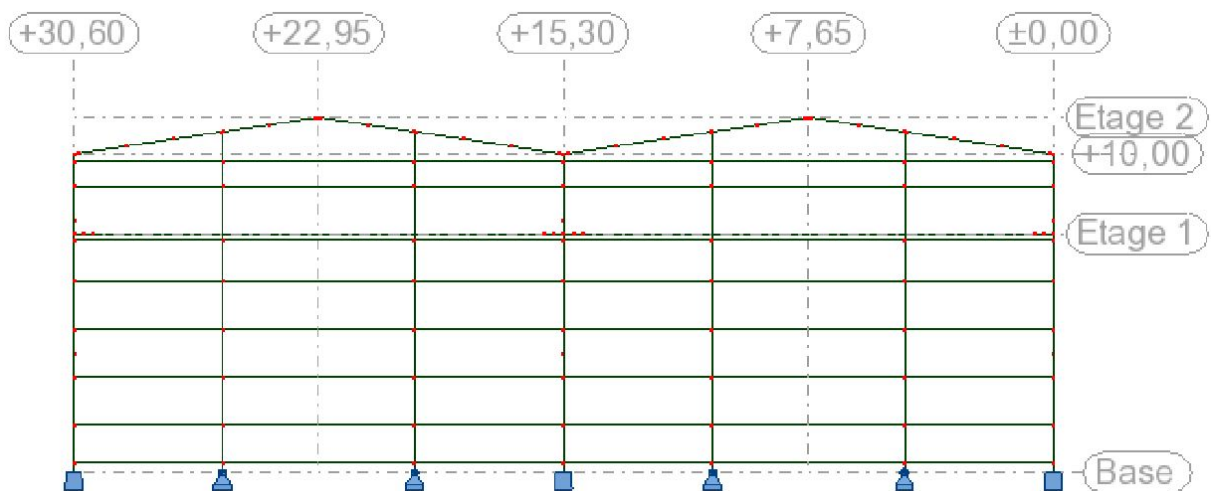


Fig I-2 : Vue du côté pignon de l'ossature.

Chapitre I Présentation du sujet

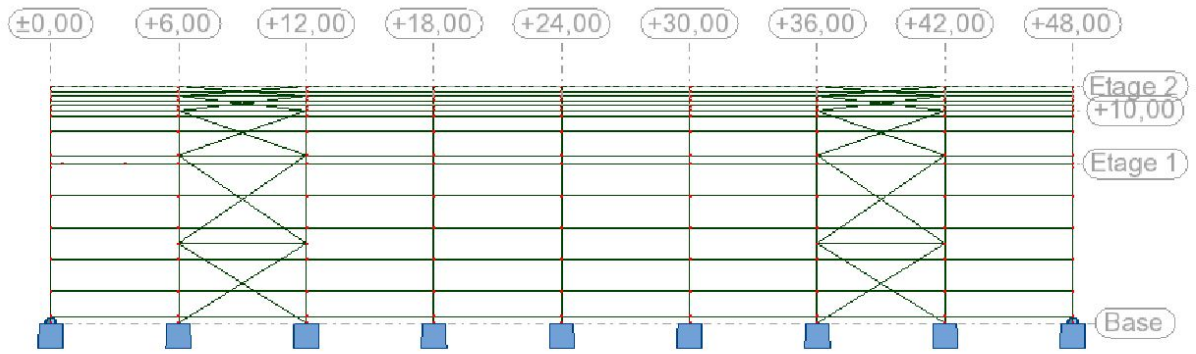


Fig I -3 : Vue du côté long pan de l'ossature

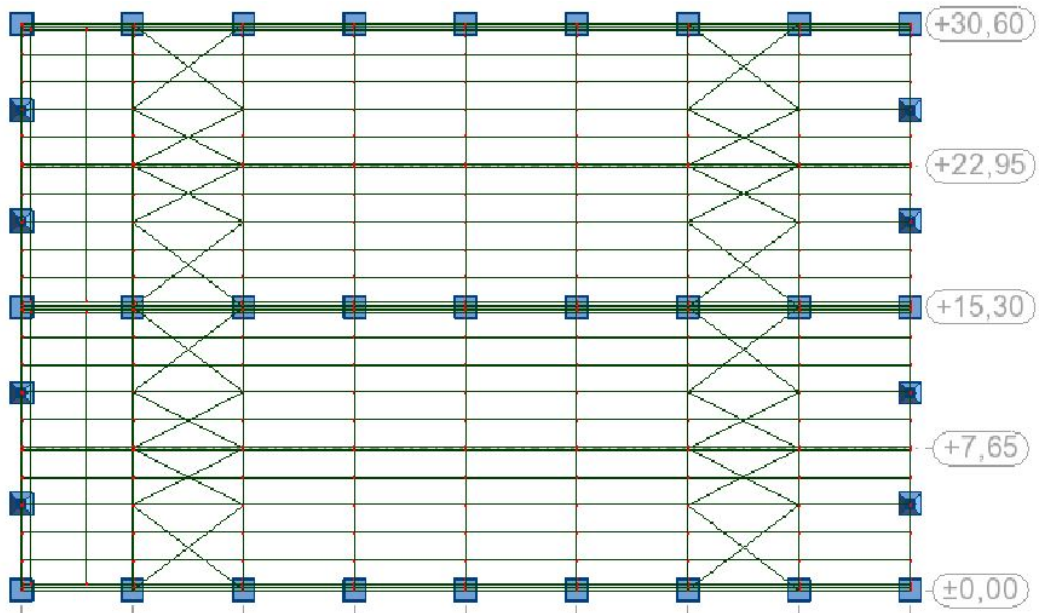


Fig I -4: Vue de dessus de l'ossature.

II-1-Introduction :

L'étude climatique est un point essentiel pour une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations, produites par la charge de la neige d'un côté, et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement Neige et Vent "R.N.V.1999" nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

1. Dimension de l'ouvrage :

- Longueur : **a = 48m**
- Largeur : **b = (15.3m × 2) = 30.6m**
- Hauteur : **H = 11.15m** (tête de poteau centrale)
- Hauteur des pot: **h = 10m**
- Toiture double versant de degré **$\alpha = 8.53$**

2. Les données relatives au site :

- Lieu de réalisation: Rouïba wilaya de Alger
- Altitude géographique (par rapport au niveau de la mère) : **H_G = 18m**
- Zone de neige : **B**
- Zone du vent : **I**
- Site plat : **C_t(z) = 1**
- Catégorie du terrain : **III**
- Effet de site : protégé : **K_S = 1**
- Effet de masque : **K_M = 1**

II-2-Etude de la neige :

- Altitude géographique : **H_G = 18m**
- Zone de neige : **B**

La charge de la neige sur la toiture est donnée par la formule suivante :

$S = \mu \cdot S_K$ ‘R.N.V.1999’P13

Toitures à versants multiple à angles égaux $\alpha=8.53^\circ$:

‘R.N.V.1999’voir le tableau 6.3 p19

On est dans le cas : $0 \leq \alpha=8.53^\circ \leq 30^\circ$

Donc le coefficient de forme : $\mu_1=0,8$

Toitures à versants multiples dissymétrique :

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30}\right)$$

$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 8.53^\circ$$

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30}\right) \rightarrow \mu_3 = 1,027$$

La zone de la neige est zone B alors la charge de la neige est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \times Hg + 10}{100} \text{ ‘R.N.V.1999’p16}$$

$$S_k = \frac{0,04 \times Hg + 10}{100} = (0.04 \times 18 + 10) / 100 = 1.072$$

AN: $S_k = 0,107 \text{ KN/m}^2$

$\rightarrow S_K = 0,107 \text{ KN/m}^2$ ‘R.N.V.1999’P16

Donc la charge de la neige sur la toiture est :

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K \rightarrow S_1 = 0,8 \times 0,107 = 0,086 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow S_1 = 0,086 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ET: } S_3 = \mu_3 \cdot S_K \quad S_3 = 1,027 \times 0,1072 = 0,11 \text{ KN}$$

$$\rightarrow S_3 = 0,11 \text{ KN/m}^2$$

II-3-Etude du vent :

Notre zone du vent est : zone I $\rightarrow Q_{ref}=375 \text{ N/m}^2$ ‘R.N.V.1999’tableau 2.3 p46

Le site plat $\rightarrow C_t(z)=1$

La catégorie du terrain : III

$\rightarrow K_T=0,22 \quad Z_0=0,3\text{m} \quad Z_{min}=8\text{m} \quad \epsilon=0,37$ ‘R.N.V.1999’ tableau 2.4 p47

Tel que : K_T : facteur du terrain.

Z_0 : paramètre de la rugosité [m].

Z_{min} : hauteur minimale [m].

La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) \text{ ‘R.N.V.1999’P40}$$

Tel que : C_d : est le coefficient dynamique de la construction.

$W(z_j)$: est la pression nette.

II-3-1-Calcul du coefficient dynamique C_d :

La structure de la halle est une structure métallique, donc on utilise la Fig.3-2[R.N.V.99 p51] afin de déterminer la valeur de coefficient C_d pour chaque direction du

Vent :

a) Vent perpendiculaire au long pan :

$H=11.15m$ et $b=48m$

$$\rightarrow C_d=0,88$$

b) Vent perpendiculaire au pignon :

$H=11.15m$ et $b=48m$

$$\rightarrow C_d=0,92$$

➤ Détermination de la pression nette $W(z_j)$:

Dans notre structure on a une face de la paroi qui est intérieure à la construction et l'autre face qui est extérieure, donc on utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = Q_{dyn}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \dots\dots\dots \text{'R.N.V.1999'} P52$$

Tel que

$Q_{dyn}(z_j)$: la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à

L'élément de surface.

C_{pe} : coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

II-3-2- Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

La structure est de hauteur supérieur à 10m, donc il y a eu lieu de subdivision, et aussi elle est permanente (la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). Donc on utilise la formule suivante :

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{ref} \cdot C_e(z_j) \dots\dots\dots \text{'R.N.V.1999'} P57$$

Tel que : $Q_{ref}=375 \text{ N/m}^2$

$C_e(z_j)$: coefficient d'exposition au vent.

- **Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$:**

On à une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) C_r^2(z) \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_T(z)} \right)$$

tel que: $C_t=1$ et $K_T=0,22$

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$$n = E \frac{h}{3} = E \frac{11.15}{3} = 3.716 = 3$$

$$h_1 = z_1 = \frac{h}{n} = \frac{11.15}{3} = 3,716 \text{ m}$$

Et d'après cette formule : $Z_i = Z_1 + (i - 1)h_1$

On obtiens : $Z_1=3.716\text{m}$, $Z_2=7.432\text{m}$, $Z_3=10\text{m}$ (la hauteur de la parois vertical) ,
 $Z_4=11.15\text{m}$

- **Détermination du coefficient de la rugosité C_r :**

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes:

$$Z_1=3.716\text{m} < Z_{\min}=8\text{m} \quad \text{et} \quad Z_2=7.432\text{m} < Z_{\min}$$

$$C_r(z_1) = C_r(z_2) = K_T \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) = 0.722$$

$$\text{tel que : } Z_0=0,3\text{m} \quad , \quad Z_{\min}=8\text{m}$$

.

Pour : $Z_3=10\text{m} < Z_{\min}$ et $Z_4=11.15\text{m} < Z_{\min}$

$$C_r(z_3) = K_T \ln \left(\frac{Z_3}{Z_0} \right) = 0.771$$

$$C_r(z_4) = K_T \ln \left(\frac{Z_4}{Z_0} \right) = 0.795$$

D'après : 'R.N.V.1999' P45 on a

Détermination du coefficient d'exposition :

$$C_e(z) = C_t^2(z) C_r^2(z) \times \left(1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_T(z)} \right)$$

$C_e (Z_1=3.716m)=1.633$

$C_e (Z_2=7.432m)=1.633$

$C_e (Z_3=10m)=1.782$

$C_e (Z_4=11.15m)=1.856$

| | Z(m) | Z _{min} (m) | Z ₀ (m) | C _T | C _r (m) | C _e | q _{dy} (KN/m ²) |
|----------------|-------|----------------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|--------------------------------------|
| Z ₁ | 3,716 | 8 | 0,3 | 1 | 0,722 | 1,633 | 0,612 |
| Z ₂ | 7,435 | 8 | 0,3 | 1 | 0,722 | 1,633 | 0,612 |
| Z ₃ | 10 | 8 | 0,3 | 1 | 0,771 | 1,782 | 0,668 |
| Z ₄ | 11,15 | 8 | 0,3 | 1 | 0,795 | 1,856 | 0,696 |

Tab. I-1 : Valeurs de Qdy (N/m²)

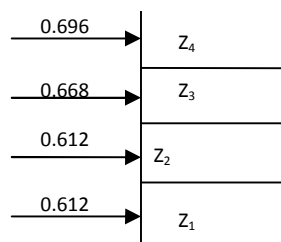


Fig.I-4 : Distribution de q_{dy} selon la hauteur

II-3-3- Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe}:

La détermination de coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée pour cela on utilise les formules suivantes :

‘R.N.V.1999’P64

$$- C_{Pe} = C_{pe1} \rightarrow S \leq 1m^2$$

$$- C_{Pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) \rightarrow 1m^2 < S < 10m^2$$

$$- C_{Pe} = C_{pe10} \rightarrow S \geq 10m^2$$

Tel que : S: est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

• **Vent perpendiculaire au long pan:**

1. **Pour les parois verticales : V1**

Pour cette direction du vent on a : $b=48\text{ m}$, $d=30,6\text{m}$, $h=10\text{m}$

$$e = \min [b, 2h] = 20\text{m} \rightarrow e = 20\text{m}.$$

Et on a : $d=30,6\text{m} > e=20\text{m}$.

Donc on utilise la représentation suivante :

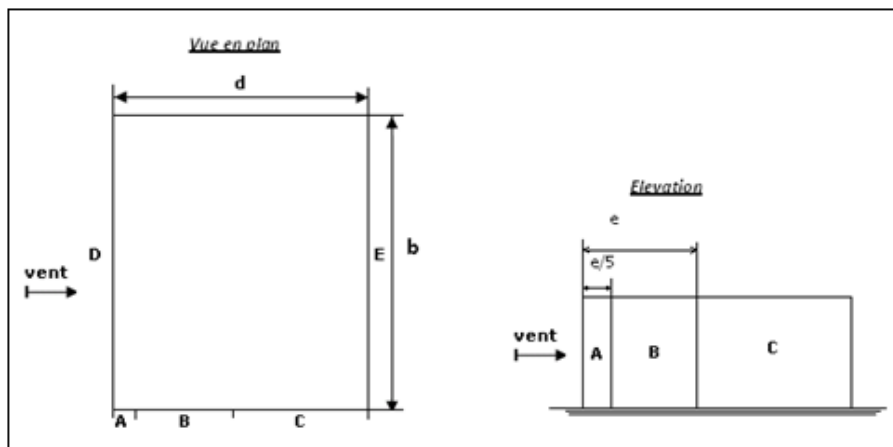


Fig.I-5: Représentation légende pour les parois verticales (Vent sur long pan).

Tel que :

- $S_A = e/5 \times h = 20/5 \times 10 = 40m^2 \rightarrow S_A = 40m^2 \geq 10m^2$
- $S_B = (e - e/5) \times h = (20 - 20/5) \times 10 = 160m^2 \rightarrow S_B = 160m^2 \geq 10m^2$
- $S_C = (d - e) \times h = (30.6 - 20) \times 10 = 106m^2 \rightarrow S_C = 106m^2 \geq 10m^2$
- $S_D = S_E = b \times h = 48 \times 10 = 480m^2 \rightarrow S_D = S_E = 480m^2 \geq 10m^2$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$ donc la formule correspond est :

$$C_{Pe} = C_{pe10}$$

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

| Zones | A | B | C | D | E |
|-----------------|----|------|------|-----|------|
| C _{pe} | -1 | -0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,3 |

Tab. I-2 : C_{pe} pour les parois verticales

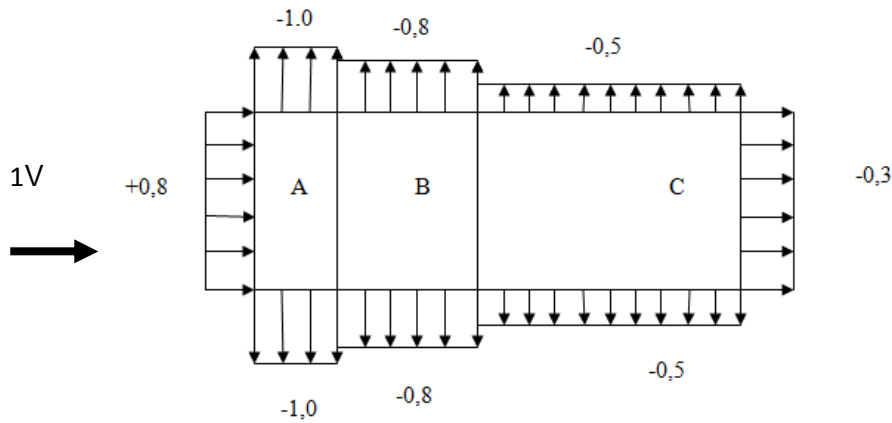


Fig.I-6: Valeurs des C_{Pe} pour les parois verticales

2. Toiture:

On a une toiture a versant multiples et d'après 'R.N.V.1999' P72

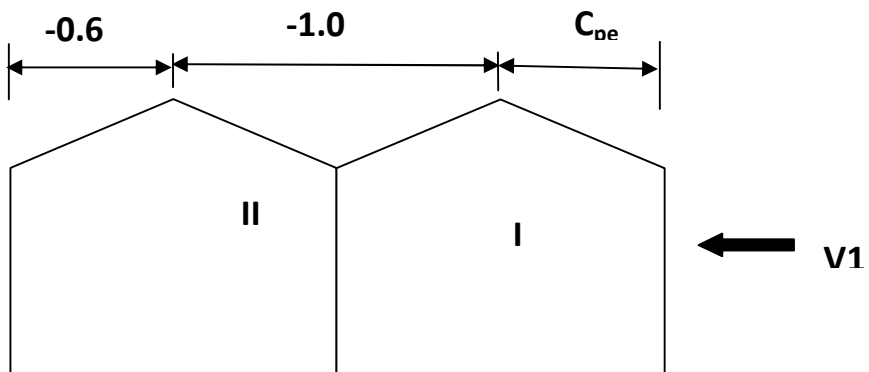


Fig.I-7 : Représentation des C_{PE} pour toiture a versant multiples

Pour cette direction du vent on à b=48m h=11,15m d =30,6m

et e = min [b, 2h]=22,3m → e=22,3m.

Donc on utilise la représentation pour vent sur long pan suivante :

Déterminations des surfaces :

- $S_F = e/4 \times e/10 = 5.575 \times 2,23 = 12,43m^2 > 10m^2$
 $\rightarrow S_F = 12,43m^2 > 10m^2$
- $S_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = 36,85 \times 2,23 = 82,17m^2 > 10m^2$
 $\rightarrow S_G = 82,17m^2 > 10m^2$
- $S_H = 48 \times 28,37 = 1361,76m^2 > 10m^2$

D'après le tableau 5-3 page 68 (RNV99) on prend les coefficients de pression extérieure C_{pe} par interpolation entre $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$:

| Pente α | F | G | H | 2 ^{eme} ver | 3 ^{eme} ver | 4 ^{eme} ver |
|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | C _{pe} | C _{pe} | C _{pe} | C _{pe} | C _{pe} | C _{pe} |
| 5° | -1,7 | -1,2 | -0,6 | / | / | / |
| 8.53° | -1,42 | -1,06 | -0,5 | -1 | -1 | -0.6 |
| 15° | -0,9 | -0,8 | -0,3 | / | / | / |

Tab. I-3 : C_{pe} pour la toiture.

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$, la formule est :

$$C_{Pe} = C_{pe10}$$

- **Vent perpendiculaire au pignon : V2**

a). Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b=30.6m$, $d=48m$, $h=11,15m$ et $e = \min [b, 2h] m$. $e=20m$

Donc on utilise la légende suivante :

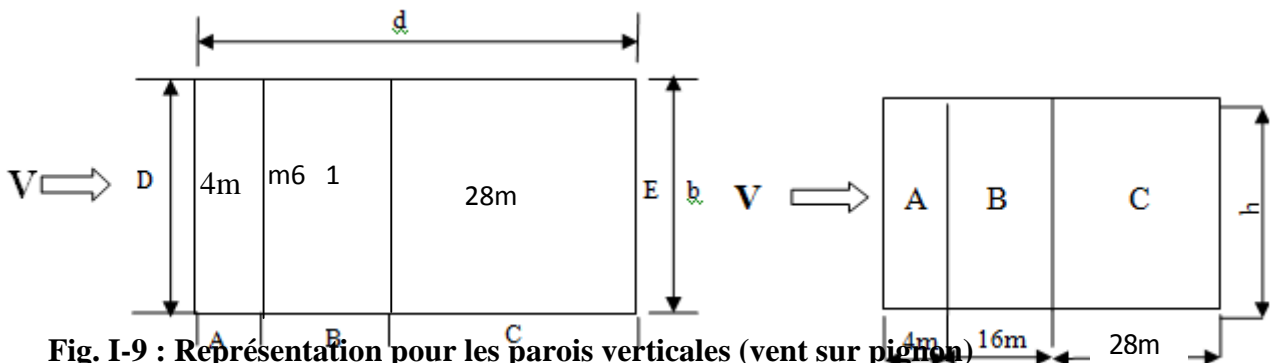


Fig. I-9 : Représentation pour les parois verticales (vent sur pignon)

➤ **Détermination des surfaces :**

- $S_A = e / 5 \times h = 20 / 5 \times 10 = 40 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_A = 40 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$
- $S_B = (e - e / 5) \times h = (20 - 20 / 5) \times 10 = 160 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_B = 160 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$
- $S_C = (d - e) \times h = (48 - 20) \times 10 = 280 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_C = 280 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$
- $S_D = S_E = 30.6 \times 10 = 306 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_D = 306 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à 10 m^2 donc la formule est :

$$C_{Pe} = C_{pe10}$$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

| Zones | A | B | C | D | E |
|-----------------|----|------|------|-----|------|
| C _{pe} | -1 | -0,8 | -0,5 | 0,8 | -0,3 |

Tab. I-4: C_{pe} pour les parois verticales

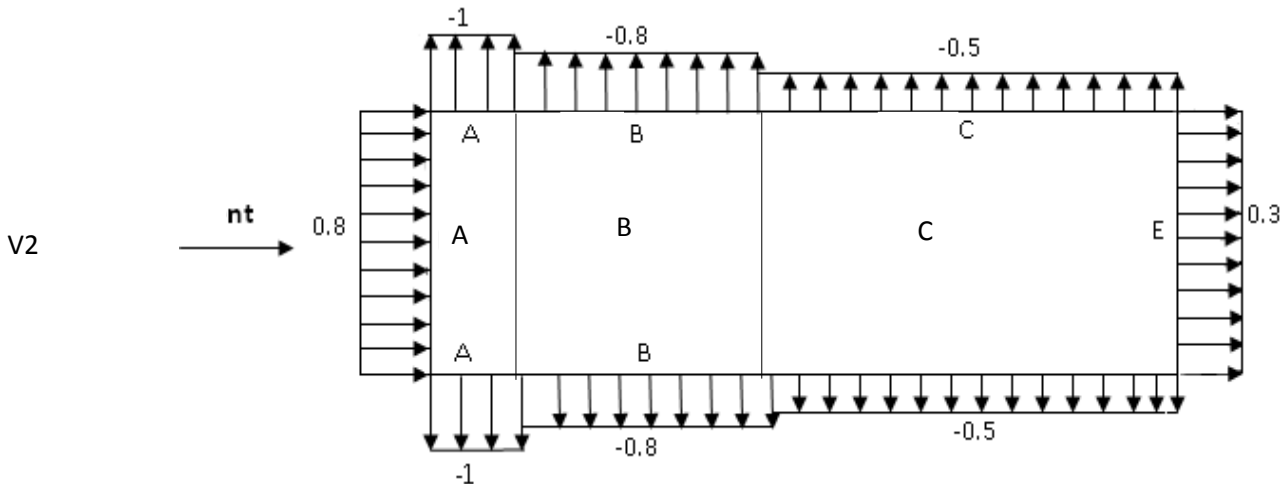


Fig.I-10: Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales

b). Vent sur la toiture:

Pour C_{Pe} à une toiture à versant multiple, la direction de vent est parallèle au génératrice, les coefficients s’obtiennent à partir de toiture a un versant avec $\theta=90$

Pour cette direction du vent on a : $b=7.735\text{m}$. $d=48\text{m}$. $h=11.15\text{m}$

et $e=\min [b,2h] \rightarrow e=7.735\text{m}$

Donc on utilise la représentation suivante :

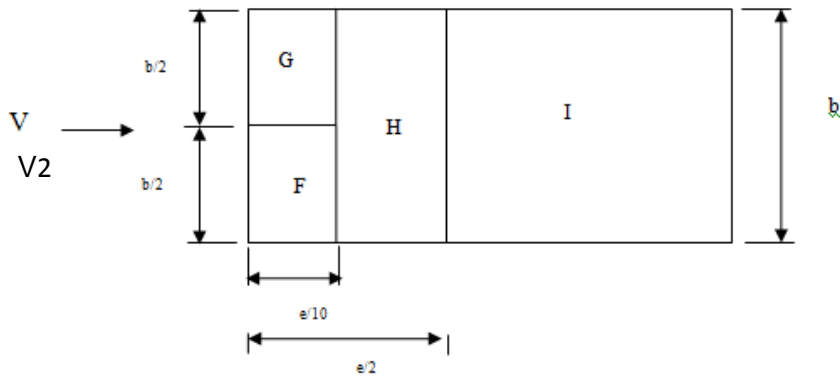


Fig.I-11: Représentation pour la toiture (Vent sur la toiture)

➤ Détermination des surfaces:

- $S_G = (b/2) \times (e/10) = 3m^2 \rightarrow 1m^2 < S_G = 3m^2 < 10m^2$
- $S_F = S_G = 3 m^2 \rightarrow 1m^2 < S_F = 3m^2 < 10m^2$
- $S_H = ((e/2) - (e/10)) \times b = ((7.735/2) - (7.735/10)) \times 7.735 = 23.95 \rightarrow S_H = 23.95m^2 > 10m^2$
- $S_H > 10m^2$

On Remarque que S_F et S_G est bornée entre $[1,10] m^2$ donc la formule est :

$$C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$$

Et les autre surfaces sont supérieur à $10m^2$, la formule est :

$$C_{Pe} = C_{pe10}$$

Mais dans notre cas on a l'angle du versant $\alpha = 8,53^\circ$, donc on doit faire une interpolation, et les résultats finaux sont dans le tableau suivant :

Tab.I-5: C_{pe} pour la toiture

Donc :

| Zones | F | G | H | I |
|-------|--------|--------|-------|-------|
| Cpe | -1,843 | -2,023 | -0,67 | -0,57 |

Tab.I-6: C_{pe} pour la toiture

II-3-4- Calcul du coefficient de pression intérieure Cpi:

Le coefficient de pression C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qu'il est défini comme suit : 'R.N.V.1999' P78

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

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur C_{pi} à l'aide de la **Fig. II.1**

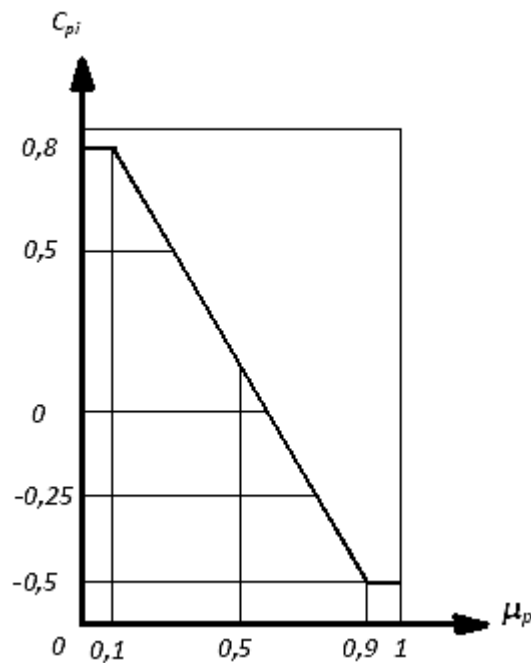


Fig.I-12: C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures

- ✓ .Vent perpendiculaire au long pan tous les fenestres et les portes sont ouvert) :V1

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{(6 * 6) * 2 + (2 * 2.5) + (1.2 * 1.2) * 4}{(6 * 6) * 2 + (2 * 2.5) * 2 + (1.2 * 1.2) * 4 * 2} = 0.885$$

$\mu_p=0.9$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur $C_{pi}= -0,5$

- ✓ .Vent perpendiculaire au pignon (tous les fenestres et les portes sont ouvert) :V2

L'indice de perméabilité est :

$$\mu_p = \frac{(1.2 * 1.2) * 2 * 4 + (2 * 2.5) * 2}{(6 * 6) * 2 + (2 * 2.5) * 2 + (1.2 * 1.2) * 4 * 2} = 0.23$$

$\mu_p=0.23$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieure $C_{pi}= 0.6$

✓ **.Vent perpendiculaire au long pan (tous les fenestres et les portes sont fermé) :V1**

L'indice de perméabilité est : $\mu_p=0$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieure $C_{pi}= 0,8$

✓ **Vent perpendiculaire au pignon (tous les fenestres et les portes sont fermé) :V2**

L'indice de perméabilité est : $\mu_p=0$

On peut donc déterminer le coefficient de pression intérieure $C_{pi}= 0,8$

Détermination de la pression dynamique C_d :

Pour le vent perpendiculaire au long pan V1 :

$b=48\text{ m}$ $h=11.15\text{m}$

notre C_d est inferieur a $C_d=0.9$ on prends C_d par un léger exés $C_d =0.88$

Pour le vent perpendiculaire au pignon V2 :

$b=30.6\text{m}$ $h=11.15\text{m}$

notre C_d se trouve entre $C_d=0.9$ et $C_d=0.95$ on prends $C_d =0.92$

Détermination de la pression du vent Q_j :

$Q_j= C_d \cdot W(z_j)= C_d \times Q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$

1. Vent perpendiculaire au long pan V1(tous les fenestres et les portes ouvertes) :

a) Dans la paroi verticale :

- **Pour Z_1 et Z_2 :**

On résume les résultats dans le tableau suivant :

| Zone | C_d | $Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²] | C_{pe} | C_{pi} | $C_{pe}-C_{pi}$ | Q_j [KN/m ²] |
|----------|-------|--|----------|----------|-----------------|-------------------------------|
| A | 0,88 | 0.612 | -1 | -0,5 | -0,5 | -0.269 |
| B | 0,88 | 0.612 | -0,8 | -0,5 | -0,3 | -0.162 |
| C | 0,88 | 0.612 | -0,5 | -0,5 | 0 | 0 |
| D | 0,88 | 0.612 | 0,8 | -0,5 | 1,3 | 0.7 |
| E | 0,88 | 0.612 | -0,3 | -0,5 | 0,2 | 0.107 |

| Zone | Cd | $Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²] | Cpe | Cpi | Cpe-Cpi | Qj [KN/m ²] |
|------|------|--|------|------|---------|----------------------------|
| A | 0.88 | 0.668 | -1 | -0,5 | -0,5 | -0.294 |
| B | 0.88 | 0.668 | -0,8 | -0,5 | -0,3 | -0.176 |
| C | 0.88 | 0.668 | -0,5 | -0,5 | 0 | 0 |
| D | 0.88 | 0.668 | 0,8 | -0,5 | 1,3 | 0.764 |
| E | 0.88 | 0.668 | -0,3 | -0,5 | 0,2 | 0.117 |

Tab.
I-7:
Pressi
ons Q_j
sur la

paroi verticale

- Pour $Z_3=10m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tab. I-8: Pressions Q_j sur la paroi verticale

b) Dans la toiture :

- Pour $Z_4=11.15$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

| Zone | Cd | $Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²] | Cpe | Cpi | Cpe-Cpi | Qj KN/m ²] |
|--|------|--|-------|------|---------|---------------------------|
| F | 0.88 | 0.696 | -1,42 | -0,5 | -1.92 | -0.245 |
| G | 0.88 | 0.696 | -1,06 | -0,5 | -1.56 | -0.184 |
| H | 0.88 | 0.696 | -0,5 | -0,5 | -1 | -0.122 |
| I | 0.88 | 0.696 | -0,6 | -0,5 | -1.1 | -0.061 |
| 2 ^{eme} et 3 ^{eme} ver | 0.88 | 0.696 | -1 | -0,5 | -1,5 | -0.306 |
| 4 ^{eme} versant | 0.88 | 0.696 | -0.6 | -0.5 | -0.1 | -0.061 |

Tab. I-9: Pressions Q_j sur la toiture

2. .Vent perpendiculaire au pignon V2 (les fenêtres et les portes sont ouvertes) :

a) Dans la paroi verticale :

- Pour Z_1 et Z_2 :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

| Zone | Cd | $Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²] | Cpe | Cpi | Cpe-Cpi | Qj [KN/m ²] |
|------|------|--|------|-----|---------|----------------------------|
| A | 0,92 | 0.612 | -1 | 0,6 | -1,6 | -0.9 |
| B | 0,92 | 0.612 | -0,8 | 0,6 | -1,4 | -0.79 |
| C | 0,92 | 0.612 | -0,5 | 0,6 | -1,1 | -0.62 |
| D | 0,92 | 0.612 | 0,8 | 0,6 | 0.2 | 0.113 |
| E | 0,92 | 0.612 | -0,3 | 0,6 | -0.9 | -0.5 |

Tab. I-10: Pressions Q_j sur la paroi verticale

- Pour $Z_3=10m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

| Zone | Cd | $Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²] | Cpe | Cpi | Cpe-Cpi | Qj [KN/m ²] |
|------|------|--|------|-----|---------|----------------------------|
| A | 0,92 | 0.668 | -1 | 0.6 | -1,6 | -0.983 |
| B | 0,92 | 0.668 | -0,8 | 0.6 | -1,4 | -0.86 |
| C | 0,92 | 0.668 | -0,5 | 0.6 | -1,1 | -0.676 |
| D | 0,92 | 0.668 | 0,8 | 0.6 | 0.2 | 0.123 |
| E | 0,92 | 0.668 | -0,3 | 0.6 | -0.9 | -0.553 |

Tab. I-11: Pressions Q_j sur la paroi verticale

b) Dans la toiture :

- Pour $Z_4=11.15m$:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

| Zone | Cd | $Q_{dyn}(z_j)$ [N/m ²] | Cpe | Cpi | Cpe-Cpi | Qj [KN/m ²] |
|------|------|---------------------------------------|--------|-----|---------|----------------------------|
| F | 0,92 | 0.696 | -1.843 | 0.6 | -2,443 | -1.564 |
| G | 0,92 | 0.696 | -2.023 | 0.6 | -2,623 | -1.68 |
| H | 0,92 | 0.696 | -0.67 | 0.6 | -1,27 | -0.813 |
| I | 0,92 | 0.696 | -0.57 | 0.6 | -1,17 | -0.75 |

Tab. I-12: Pressions Q_j sur la toiture

3. Vent perpendiculaire au pignon V2 (les fenêtres et les portes sont fermées) :

a) Dans la paroi verticale

- Pour Z_1 et Z_2 :

On résume les résultats dans le tableau suivant

| Zone | Cd | Q _{dyn} (z _j) [N/m ²] | C _{pe} | C _{pi} | C _{pe} -C _{pi} | Q _j [KN/m ²] |
|------|------|---|-----------------|-----------------|----------------------------------|--|
| A | 0.92 | 0.612 | -1 | 0.8 | -1.8 | -1.0134 |
| B | 0.92 | 0.612 | -0,8 | 0.8 | -1.6 | -0.9 |
| C | 0.92 | 0.612 | -0,5 | 0.8 | -1.3 | -0.732 |
| D | 0.92 | 0.612 | 0,8 | 0.8 | 0 | 0 |
| E | 0.92 | 0.612 | -0,3 | 0.8 | -1.3 | -0.619 |

Tab. I-13: Pressions Q_j sur la paroi verticale

- Pour Z₃:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

| Zone | Cd | Q _{dyn} (z _j) [KN/m ²] | C _{pe} | C _{pi} | C _{pe} -C _{pi} | Q _j [KN/m ²] |
|------|------|--|-----------------|-----------------|----------------------------------|--|
| A | 0.92 | 0.668 | -1 | 0.8 | -1.8 | -1.106 |
| B | 0.92 | 0.668 | -0,8 | 0.8 | -1.6 | -0.983 |
| C | 0.92 | 0.668 | -0,5 | 0.8 | -1.3 | -0.799 |
| D | 0.92 | 0.668 | 0,8 | 0.8 | 0 | 0 |
| E | 0.92 | 0.668 | -0,3 | 0.8 | -1.1 | -0676 |

Tab. I-14: Pressions Q_j sur la paroi verticale

b) Dans la toiture :

- Pour Z₄:

On résume les résultats dans le tableau suivant :

| Zone | Cd | Q _{dyn} (z _j) [KN/m ²] | C _{pe} | C _{pi} | C _{pe} -C _{pi} | Q _j [KN/m ²] |
|------|------|--|-----------------|-----------------|----------------------------------|--|
| F | 0.92 | 0.696 | -1,843 | 0.8 | -2.643 | -1.69 |
| G | 0.92 | 0.696 | -2.023 | 0.8 | -2.823 | -1.81 |
| H | 0.92 | 0.696 | -0,67 | 0.8 | -1.47 | -0.94 |
| I | 0.92 | 0.696 | -0,57 | 0.8 | -1.37 | -0.877 |

Tab. II-15: Pressions Q_j sur la toiture

4. Vent perpendiculaire au long panV1 (entièrement fermé)

a) Dans la paroi verticale

- Pour Z_1 et Z_2 :

On résume les résultats dans le tableau suivant

| Zone | Cd | $Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²] | Cpe | Cpi | Cpe-Cpi | Q_j [KN/m ²] |
|------|------|--|------|-----|---------|-------------------------------|
| A | 0,88 | 0.612 | -1 | 0,8 | -1,8 | -0.97 |
| B | 0,88 | 0.612 | -0,8 | 0,8 | -1,6 | -0.862 |
| C | 0,88 | 0.612 | -0,5 | 0,8 | -1,3 | -0.7 |
| D | 0,88 | 0.612 | 0,8 | 0,8 | 0 | 0 |
| E | 0,88 | 0.612 | -0,3 | 0,8 | -1,1 | -0.592 |

Tab. I-16: Pressions Q_j sur la paroi verticale

- Pour Z_3 :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

| Zone | Cd | $Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²] | Cpe | Cpi | Cpe-Cpi | Q_j [KN/m ²] |
|------|------|--|------|-----|---------|-------------------------------|
| A | 0.88 | 0.668 | -1 | 0,8 | -1,8 | -1.058 |
| B | 0.88 | 0.668 | -0,8 | 0,8 | -1,6 | -0.940 |
| C | 0.88 | 0.668 | -0,5 | 0,8 | -1,3 | -0.764 |
| D | 0.88 | 0.668 | 0,8 | 0,8 | 0 | 0 |
| E | 0.88 | 0.668 | -0,3 | 0,8 | -1,1 | -0.647 |

Tab. I-17: Pressions Q_j sur la paroi verticale

b) Dans la toiture :

- Pour Z_4 :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

| Zone | Cd | $Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²] | Cpe | Cpi | Cpe-Cpi | Q_j [KN/m ²] |
|---|------|--|-------|-----|---------|-------------------------------|
| F | 0.88 | 0.696 | -1,42 | 0,8 | -2,22 | -1.36 |
| G | 0.88 | 0.696 | -1,06 | 0,8 | -1,86 | -1.14 |
| H | 0.88 | 0.696 | -0,5 | 0,8 | -1,3 | -0.8 |
| 2 ^{eme} et 3 ^{eme} ver | 0.88 | 0.696 | -1 | 0,8 | -1,8 | -1.102 |

| | | | | | | |
|----------------------|------|-------|------|-----|------|--------|
| 4 ^{eme} ver | 0.88 | 0.696 | -0.6 | 0.8 | -1.4 | -0.857 |
|----------------------|------|-------|------|-----|------|--------|

Tab. II-18: Pressions Q_j sur la toiture

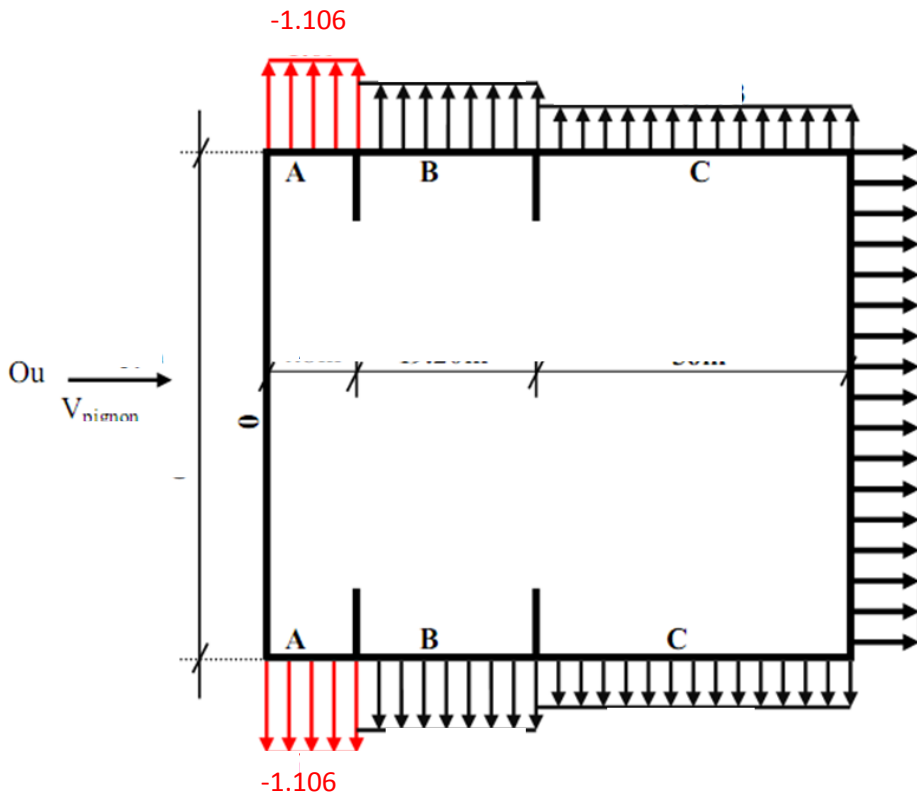


Figure II-8 : Répartitions des pressions pour la paroi vrtical V2- Direction du vent prpendiculaire au pignon

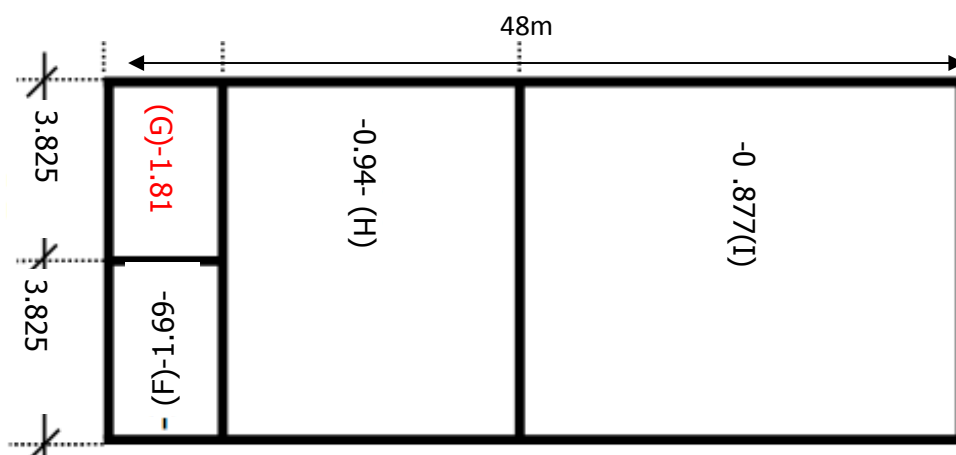


Figure II-7 : Répartitions des pressions sur la toiture- Direction du vent V2 perpendiculaire au pignon

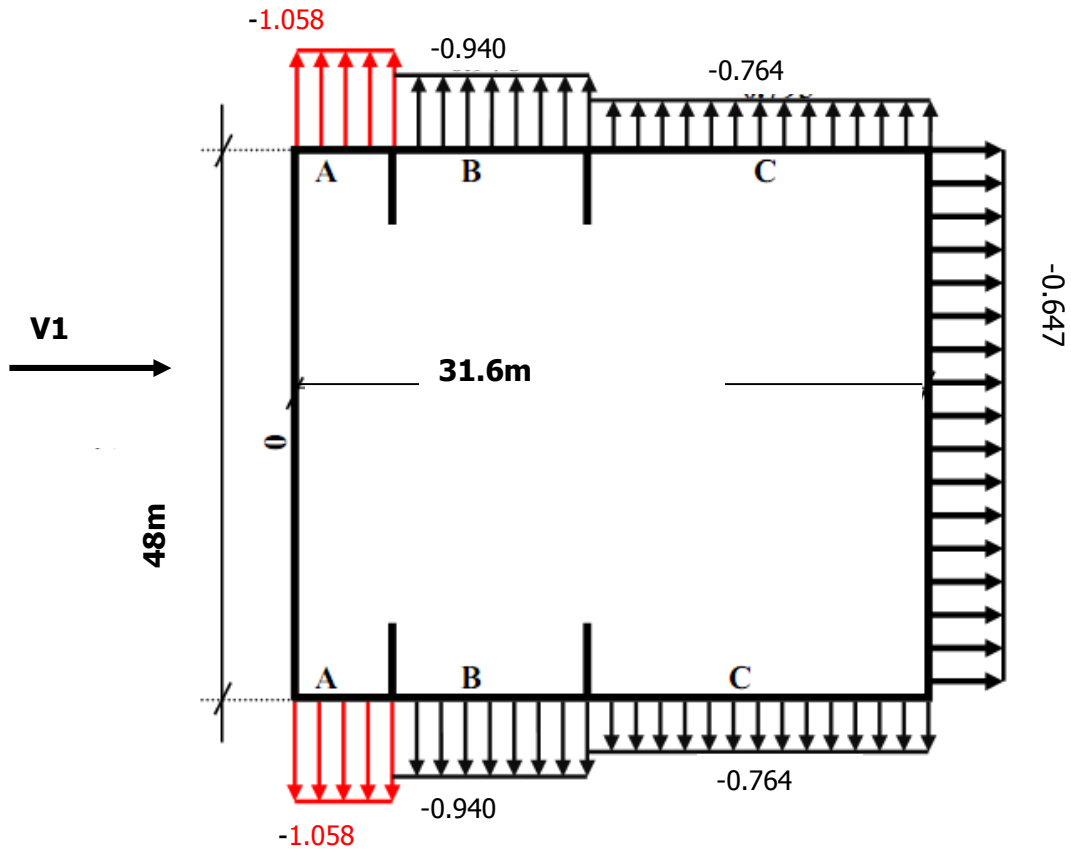
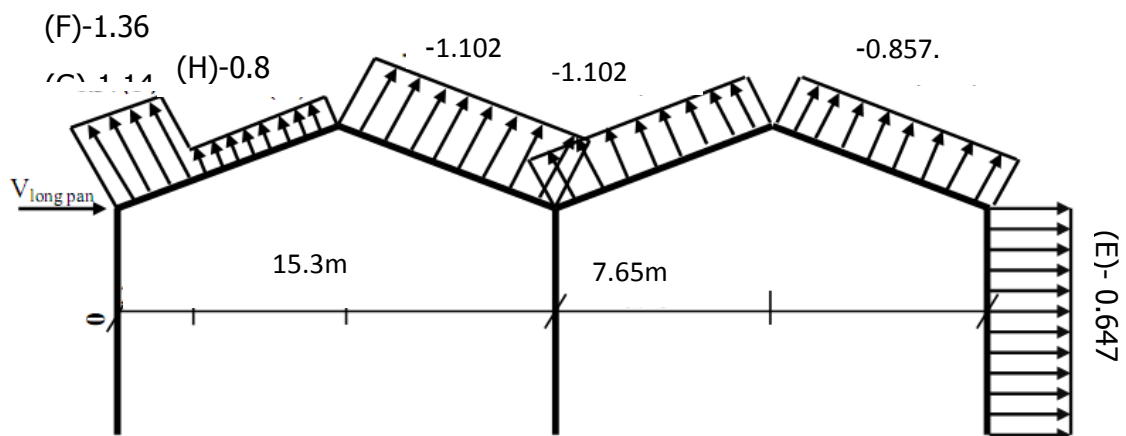


Figure II-8 : Répartitions des pressions pour la paroi verticale V1- Direction du vent perpendiculaire au long pan



**Figure II-9 : Répartitions des pressions sur la toiture- Direction du vent V1
pérpandiculaire au long pan**

II-4- Détermination de la force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent :

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

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

$S_{fr,j}$: l'aire de l'élément de surface j.

On a un état de surface très rugueux (nervures) alors $C_{fr,j}=0.04$.

➤ **Vent pérpandiculaire au pignon :**

$d=48m$; $b= 30.6m$; $h=11.15m$

$$d/b=48/30.6=1.57 < 3$$

$$d/h=48/11.15=4.30 > 3$$

L'une des conditions n'est pas satisfaite donc la force du frottement existe.

a) Paroi vertical :

$$S_{fr}=dxh$$

$$F_{r1}=48 \times 3.716 \times 0.04 \times 0.612 = 4.37 \text{KN}$$

$$F_{r2}=48 \times 3.716 \times 0.04 \times 0.612 = 4.37 \text{KN}$$

$$F_{r3}=48 \times 2.568 \times 0.04 \times 0.668 = 3.29 \text{KN}$$

b) Toiture :

$$f_{r4}=48 \times 7.753 \times 4 \times 0.04 \times 0.696 = 41.44 \text{KN}$$

$$F_{rt} = \sum F_r = 53.47 \text{KN}$$

La force de frottement est : $F_{rt} = 53.47 \text{ KN}$

II-5-Conclusion:

L'étude climatique de notre ouvrage nous a permis de déterminer tous les efforts agissant sur les structures (efforts de vent, et de la neige) et ensuite les intégrer pour le dimensionnement des éléments principales et secondaires.

III-1- Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profiles qui devront résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont travaillés au règle de l'**EUROCOD.3**, le principe de la vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité. Les profiles concernés par cette étude sont: les pannes et les lisses de bardages.

III-2- calculs des pannes:

Les pannes sont des éléments de profile laminée qui ont pour rôle de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatique, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α et elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H.

Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatique.

III-2-1-Hypothèse de calcul :

- Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

- **Dimensionnement des pannes:**

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6m$.
- Le porté entre axe des pannes $d=1.3$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 07 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Le degré de chaque versant est $\alpha=8.53^\circ$. avec pente 10%
- Les pannes sont en acier S235.
- $\rightarrow f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier)
- $\rightarrow E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

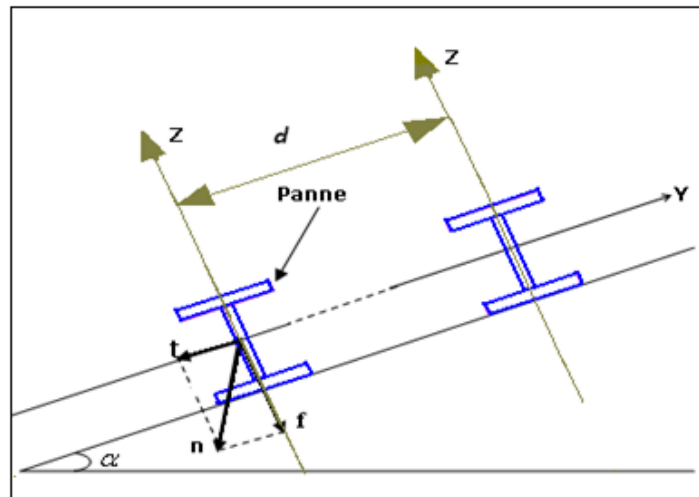


Fig.II-1 : Disposition des pannes

❖ Calcul pour un profilé IPE

III -2-2-Détermination de sollicitation :

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section du profilé :

➤ Détermination la section de la panne :

a) Les charges variables :

1) Le vent : (soulèvement)

$$W_s = Q_j \times d = -1.81 \times 1.3 = -2.35 \text{ KN/m} \quad \rightarrow W_s = -2.35 \text{ KN/m}$$

2) La neige :

$$S_n = S \times d = 0.11 \times 1.3 = 0.143 \text{ KN/m} \quad \rightarrow S_n = 0.143 \text{ KN/m}$$

3) La charge d'exploitation :

$$P_n = \frac{8.p}{3.l} = \frac{8.100}{3.6} = 0.44 \text{ KN/m} \quad \rightarrow P_n = 0.44 \text{ KN/m}$$

b) Les charges permanentes : (sauf $P_{\text{profilé}}$)

- poids des panneaux +accessoires $\rightarrow G = 0.17 \text{ KN/m}^2$

$$G = G \times d = (0.17) \times 1.3 = 0.22 \text{ daN/m} \quad \rightarrow G = 0.22 \text{ KN/m}$$

c) Combinaison des charges :(ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables:

$$yy' : \rightarrow G \sin \alpha + 0.9 \times (S_n \sin \alpha + P_n \sin \alpha) = 0.22 \sin 8.53 + 0.9(0.143 \sin 8.53 + 0.44 \sin 8.53) \\ = 0.11 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0.11 \text{ KN/m}$$

$$zz' \rightarrow G \cos \alpha - W_s = 0.22 \cos 8.53 - 2.35 = -2.13 \text{ KN/m}$$

$$q_z = -2.13 \text{ KN/m}$$

III-2-3- Pré dimensionnement des pannes :

Dans notre cas on a une poutre posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément

repartie. donc la flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$ et la flèche admissible : $f_{ad} = \frac{l}{200}$

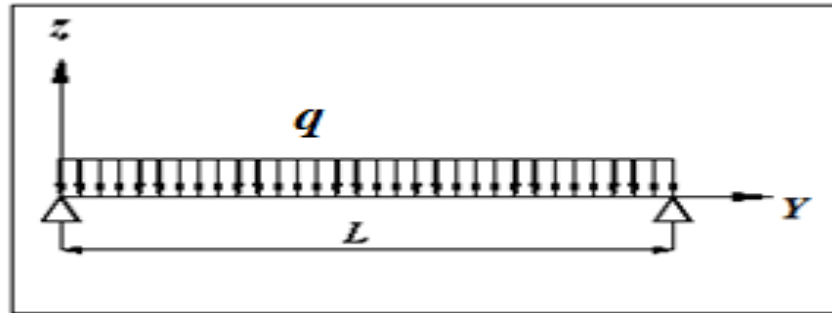


Fig.II-2 : Répartition des charges sur les pannes

$$\bullet f_y = \frac{5q_y l^4}{384EI_z} \leq \frac{l}{200} \Leftrightarrow I_z \geq \frac{1000q_y l^3}{384E} = \frac{1000 \times 0.11 \times (6)^3}{384 \times 210.10^6} = 29.4 \text{cm}^4$$

→ $I_z \geq 32.14 \text{cm}^4$

$$\bullet f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200} \Leftrightarrow I_y \geq \frac{1000q_z (l)^3}{384E} = \frac{1000 \times 2.13 \times (6)^3}{384 \times 210.10^6} = 570.53 \text{cm}^4$$

→ $I_y \geq 570.53 \text{cm}^4$

Donc le profile qui correspond est **IPE200**

Les caractéristiques et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

| h(mm) | b(mm) | t _w (mm) | t _f (mm) | r(mm) | d(mm) | p(Kg/m) |
|---------------------|-----------------------------------|---------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|---------------------|--------------------------------------|
| 200 | 100 | 5,6 | 8.5 | 12 | 159 | 22.4 |
| A(cm ²) | I _y (cm ⁴) | i _y (cm) | W _{pl,y} (cm ³) | I _z (cm ⁴) | i _z (cm) | W _{pl,z} (cm ³) |
| 28.5 | 1943 | 8.26 | 221 | 142 | 2.24 | 44.6 |

Tab.III-1 : Caractéristique et dimension d'IPE 200

➤ **Evaluation des charges:**

a. Les charges variables :

1). La charge du vent : (soulèvement)

• $W_s = -2.35 \text{KN/m}$

2). La charge de la neige :

- $S_n = 0.143 \text{ KN/m}$

3). La charge d'exploitation :

- $p_n = 0,44 \text{ KN/m}$

b. Les charges permanentes :

- poids des accessoires + panneaux $\rightarrow G_1 = 0.17 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de l'IPE180 $\rightarrow G_2 = 0.224 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1) \times d + G_2 = 0.17 \times 1.3 + 0.224 = 0.44 \text{ KN/m} \quad \rightarrow G = 0.44 \text{ KN/m}$$

➤ Combinaison des charges:

a). à l'ELU:

- $\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$... pour une action variable la plus défavorable.
- $\Sigma \gamma_G \cdot G + 0,9 \Sigma \gamma_Q \cdot Q$ pour plusieurs actions variables la plus défavorable.

- Suivant yy' :

$$\begin{aligned} \rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha &= 1.35 \times 0.44 (\sin 8.53) = 0.088 \text{ KN/m} \\ \rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha + \gamma_Q \cdot S_n \sin \alpha &= (1.35 \times 0.44 + 1.5 \times 0.143) (\sin 8.53) = 0,12 \text{ KN/m} \\ \rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha + \gamma_Q \cdot P_n \sin \alpha &= (1.35 \times 0.44 + 1.5 \times 0.44) (\sin 8.53) = 0,18 \text{ KN/m} \\ \rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha + 0,9 \gamma_Q \cdot (S_n + P_n) \sin \alpha &= [1.35 \times 0.44 + 0.9 (1.5 (0.143 + 0.44))] \sin 8.53 \\ &= 0,2 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

La plus défavorable est: $T_y = 0,2 \text{ KN/m}$

- Suivant zz' :

$$\begin{aligned} \rightarrow \gamma_G \cdot G \cos \alpha - \gamma_Q \cdot W_s &= 1 \times 0.44 (\cos 8.53) - 1.5 \times 2.35 = -3.09 \text{ KN/m} \\ \rightarrow \gamma_G \cdot G \cos \alpha + \gamma_Q \cdot S_n \cos \alpha &= (1.35 \times 0.44 + 1.5 \times 0.143) \cos 8.53 = 0,74 \text{ KN/m} \\ \rightarrow \gamma_G \cdot G \cos \alpha + \gamma_Q \cdot P_n \cos \alpha &= (1.35 \times 0.44 + 1.5 \times 0.44) \cos 8.53 = 1,18 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

La plus défavorable est: $T_z = -3.09 \text{ KN/m}$

b). à l'ELS:

- $\Sigma G + Q$ pour une action variable la plus défavorable.
- $\Sigma G + 0,9 \Sigma Q$ pour plusieurs actions variables la plus défavorable.

- Suivant yy' :

$$\begin{aligned} \rightarrow G \sin \alpha &= 0.44 \sin 8.53 = 0,06 \text{ KN/m} \\ \rightarrow G \sin \alpha + S_n \sin \alpha &= (0.44 + 0.143) \sin 8.53 = 0.08 \text{ KN/m} \\ \rightarrow G \sin \alpha + P_n \sin \alpha &= (0.44 + 0.44) \sin 8.53 = 0.13 \text{ KN/m} \\ \rightarrow G \sin \alpha + 0.9 (S_n + P_n) \sin \alpha &= [0.41 + 0.9 \cdot (0.44 + 0.143)] \sin 8.53 = 0,15 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

La plus défavorable est: $T_y = 0,15 \text{ KN/m}$

- Suivant zz' :

$$\begin{aligned} \rightarrow G \cos \alpha - W_s &= 0.44 (\cos 8.53) - 2.35 = -1.9 \text{ KN/m} \\ \rightarrow G \cos \alpha + S_n \cos \alpha &= (0.44 + 0.143) \cos 8.53 = 0.55 \text{ KN/m} \\ \rightarrow G \cos \alpha + P_n \cos \alpha &= (0.44 + 0.44) \cos 8.53 = 0,85 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

La plus défavorable est: $T_z = -1.9 \text{ KN/m}$

III-2-5-Vérification a la flexion bi-axial a l'ELU:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

(EC03 Page 163).

avec $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

Pour les profile en I ou H

$$M_{y.sd} = \frac{T_z \times l^2}{8} = \frac{3.09 \times 36}{8} = 13.90 \text{KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{T_y \times l^2}{8} = \frac{0.2 \times 36}{8} = 0.9 \text{KN.m}$$

Et pour déterminer γ_{M0} on doit déterminer la classe du profile IPE200

Classe de la section transversale :

- **Âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72\varepsilon \quad \rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23,5}{23.5}} = 1 \dots\dots\dots \text{(EC03 Page 139).}$$

- **Semelle :**

$$\frac{c/2}{t_f} = \frac{(b-t_w-2r)/2}{t_f} = 3,98 \leq 10 \rightarrow \frac{c}{t_f} < 10\varepsilon$$

→ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1

$$M_{pl.y,RD} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 235}{1.1} = 47.21 \text{KN.m} \quad \rightarrow M_{pl.y,rd} = 47.21 \text{KN.m}$$

$$M_{pl.z,RD} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44.6 \times 235}{1.1} = 9.53 \text{KN.m} \quad \rightarrow M_{pl.z,rd} = 9.53 \text{KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{13.90}{47.21} \right]^2 + \left[\frac{0.9}{9.53} \right]^1 = 0.18 \leq 1 \quad \text{Donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

II.5. Vérification de la flèche: (ELS)

$$f = \frac{5 \times q_{sd,ser} \times l^4}{384 \times E \times I} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$f_y = \frac{5 \times q_{y,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.15 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 142} = 0.008m = 0.8cm < f_{adm} = 3cm$$

→fy est vérifiée

$$f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.9 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 1943} = 0.008m = 0.8cm < f_{adm} = 3cm$$

→fz est vérifiée

III-2-6- vérification de la résistance à l'effort tranchant :(cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd} \dots\dots\dots (EC03 Page 158).$$

- $V_{sd} = \frac{n.l}{2}$

Avec :

$$V_{y,sd} = \frac{L}{2} T_y = 0.2 \times 6 / 2 = 0.6KN \quad \rightarrow V_{y,sd} = 0.6KN$$

$$V_{z,sd} = \frac{L}{2} T_z = 3.09 \times \frac{6}{2} = 9.27KN \rightarrow V_{sd,max} = 9.27 KN$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \text{ et}$$

$$AV = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = (28.5 \times 10^2) - 2(100 \times 8.5) + (5.6 + 24) \times 8.5$$

$$\rightarrow AV = 898.4mm^2$$

Donc : $V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{898.4 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} = 110.81KN$

$$\rightarrow V_{pl,Rd} = 110.81 KN$$

Donc la condition sera : $V_{sd,max} = 9.27KN < V_{pl,rd} = 110.81 KN$

Donc l'effort tranchant est vérifié

Si $V_{sd,max} < V_{pl,Rd} / 2$ pas de réduction du moment de flexion

$$V_{sd,max} = 9.33 < (V_{pl,rd} / 2) = 110.81 / 2 = 55.40KN$$

Donc la condition est vérifiée

III-2-7- vérification au déversement :(moment fléchissant)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd,max} \leq M_{b,rd} \dots \dots \dots \text{(EC03 Page 156)}.$$

- $M_{sd,max} = M_{y,sd} = 13.90 \text{ KN.m}$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec : $\beta_w = 1 \rightarrow$ Section de classe 1 et : $\gamma_1 = 1,1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left(\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0,5}}, \quad \varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0,21 \rightarrow$ pour les profile laminés (EC03 Page 170).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23,5}{23,5}} = 0,1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ c'est l'élancement de déversement $\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w}$

Avec : $\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times 0,1 \rightarrow \lambda_1 = 93,9$

et $\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \dots \dots \dots \text{(EC03 Page 424)}.$

Avec : $C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459$

Donc : $\lambda_{LT} = \frac{6000 / 22,4}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{6000 / 22,4}{200 / 8,5} \right)^2 \right]^{0,25} \cdot \sqrt{1,132}} = 152,23$

$\rightarrow \lambda_{LT} = 152,23$

Et : $\bar{\lambda} = \frac{152,23}{93,9} \sqrt{1} = 1,62$

$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,62 > 0,4 \Rightarrow$ il y a un risque de déversement

$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,62 - 0,2) + 1,62^2] = 1,96$

→ $\phi_{LT}=1.96$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{1.96 + \sqrt{(1.96)^2 - (1.62)^2}} = 0,33 < 1$$

→ $\chi_{LT}=0,31$

Donc : $M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} M_{brd} = 0,33 \times \frac{221.10^3 \times 235}{1,1} = 15.58 \text{KN.m}$

→ **$M_{b,rd}=15.58 \text{KN.m}$**

Et la condition sera : **$M_{sd,max}=13.90 \text{ KN.m} < M_{b,rd}=15.58 \text{ KN.m}$**

La condition est vérifier

III-2-8 Calcul de liernes :

$$\lambda_{LT} = \frac{(l/2)/i_z}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{(l/2)/i_z}{h/t_F} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C1}} \dots\dots\dots \text{(EC03 Page424).}$$

$$\frac{3000/22.4}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{3000/22.4}{200/8.5} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 98.94 \rightarrow \lambda_{LT}=98.94$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{98.94}{93.9} \sqrt{1} = 1.05$$

→ $\bar{\lambda}_{LT} = 1.05 > 0,4 \Rightarrow$ il y a un risque de déversement

$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21(1.05 - 0,2) + 1.05^2] = 1.14 \rightarrow \phi_{LT}=1.14$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{1.14 + \sqrt{(1.14)^2 - (1.05)^2}} = 0,63 < 1$$

→ **$\chi_{LT}=0,063$**

Donc : $M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} M_{brd} = 0,63 \times \frac{221.10^3 \times 235}{1,1} = 29.8 \text{KN.m}$

→ **$M_{b,rd}=29.8 \text{ KN.m}$**

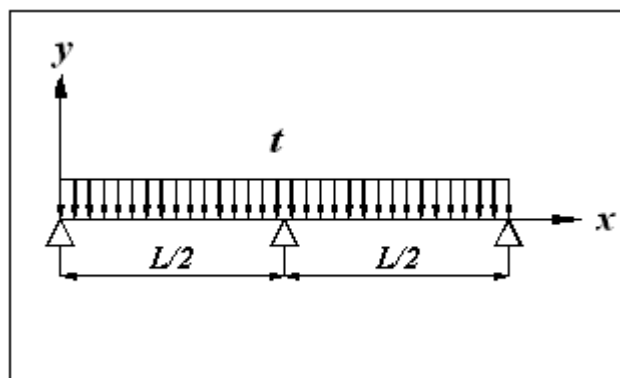


Fig.II-3 : Répartition des charges sur les pannes

• Calcul de la réaction R :

On a la charge non pondérée qui est suivant yy' : $T=0.19\text{KN/m}$

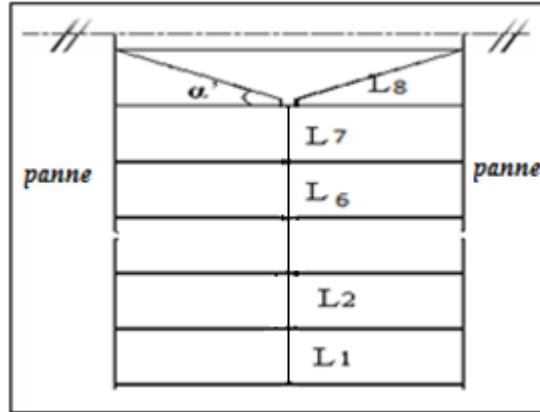


Fig.II-4 : Disposition des liernes

$$R = 1,25 \times T \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 0,19 \times \frac{6}{2} = 0,71 \text{ KN} \quad \rightarrow R = 0,71 \text{ KN}$$

• Calcul les efforts de traction T_i :

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne L_i sont dans le tableau suivant : $T_{i+1} = T_i + R$

Lierne N°1 : $T_1 = \frac{R}{2} = 0,71/2 = 0,36 \text{ KN}$

Lierne N°2 : $T_2 = T_1 + R = 1,07 \text{ KN}$

Lierne N°3 : $T_3 = T_2 + R = 1,78 \text{ KN}$

Lierne N°4 : $T_4 = T_3 + R = 2,49 \text{ KN}$

Lierne N°5 : $T_5 = T_4 + R = 3,20 \text{ KN}$

Lierne N°6 : $T_6 = T_5 + R = 3,91 \text{ KN}$

Et pour T_7 : $2T_7 \sin \alpha = T_6 \rightarrow T_7 = \frac{T_6}{2 \sin \alpha} = 4,37 \text{ KN}$

Avec $\arctan = \left(\frac{1,5}{3}\right) = 26,56^\circ \rightarrow \alpha = 26,56^\circ$

$\rightarrow T_7 = 4,37 \text{ KN}$

• Déterminer de diamètre du rond :

Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{T,rd}$$

$$N_{sd} = T_7 = 4.37 \text{ kN} \quad \text{et} \quad N_{T,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A = \frac{T_7 \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = 20.45 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A \geq 20.45 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \geq 20.45 \text{ mm}^2 \rightarrow d \geq 5.10 \text{ mm}$$

$$\rightarrow d \geq 5.10 \text{ mm}$$

Conclusion :

On opte pour des corniers de 80x80x6 avec une section résistante de 935mm²

III-4-calcul des lisses de bardage :

On appelle bardage la confection d'une paroi où le remplissage en matériaux léger tel que les tôles nervurées ou panneau sandwich. Dans notre cas nous avons utilisés des tôles en TN40. Les lisses de bardages sont espacées de 1,5 m, l'entre axe entre les portiques dans le sens du long pan représente la distance entre les deux appuis de la lisse.

III -4-1-hypothèse de calcul :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :
L=6m sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe yy'.
- Espacement à l'écartement des lisses d=1,5 m.
- On dispose de 7 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les lisses sont en acier S235

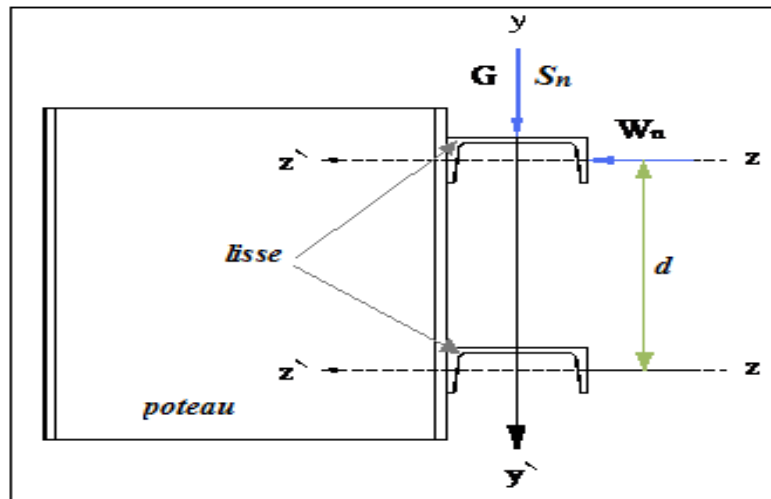


Figure III-3 : Disposition de la lisse de bardage

❖ Calcul pour un profile UAP

III -4-2-Evaluation des charges:

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section du profile :

➤ Détermination de la section de la lisse :

a. Les charges variables :

1) Le vent : (pression)

→ sur le long pan:

$$W_{p,L} = Q_{j,L} \times d = -1.106 \times 1.5 = -1.66 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow W_{p,L} = -1.66 \text{ KN/m}$$

b. Les charges permanentes : (sauf $P_{\text{profilé}}$)

• poids de l'accessoire avec panneaux

$$\rightarrow G_1 = 0,17 \text{ KN/m}^2$$

$$G = G_1 \times d = 0.17 \times 1,5 = 0.255 \text{ N/m} \quad \rightarrow G = 0,255 \text{ KN/m}$$

c. Combinaison des charges : (ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables:

$$yy': \rightarrow G = 0,255 \text{ KN/m}$$

$$zz': \rightarrow W_{p,L} = -1,66 \text{ KN/m}$$

Dans notre cas on a une poutre posée sur 2 appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et la flèche admissible : } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

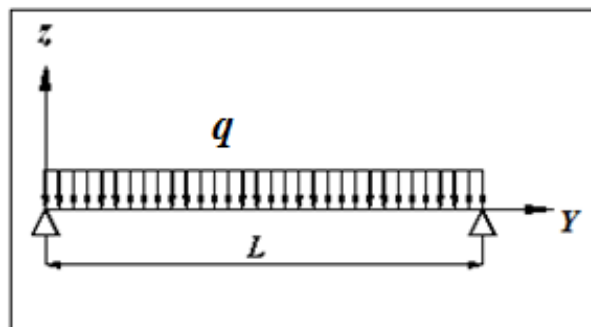


Fig.II-6 : Répartition des charges sur les lisses

$$f_z = \frac{5.F.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \times 200 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 200 \times 1.66 \times 6^3}{384 \times 2.1 \times 10^8} = 445 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow I_y \geq 445 \text{ cm}^4$$

$$f_y = \frac{2,05 q l^4 / 2}{384 E . I_z} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_z = \frac{200 \times 2,05 \times 0.255 \times 3^3}{384 \times 2.1 \times 10^8} = 3.5 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow I_z \geq 3.5 \text{ cm}^4$$

Donc le profile qui correspond est UAP130

Les caractéristiques et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

| h(mm) | b(mm) | t _w (mm) | t _f (mm) | r(mm) | d(mm) | p(Kg/m) |
|---------------------|-----------------------------------|---------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|---------------------|--------------------------------------|
| 130 | 55 | 6 | 9,5 | 9,5 | 92 | 13,74 |
| A(cm ²) | I _y (cm ⁴) | i _y (cm) | W _{pl,y} (cm ³) | I _z (cm ⁴) | i _z (cm) | W _{pl,z} (cm ³) |
| 17 ;5 | 459,59 | 5,12 | 83,51 | 51,34 | 1,71 | 25,64 |

Tab.II-2 : Caractéristiques et dimensions d'UAP130

➤ **Evaluation des charges:**

a. Les charges variables :

1). La charge du vent :

➤ **Pression :**

→ **suivant l'axe zz' :**

$$W_{p,L} = Q_{p,L} \times d = -1.106 \times 1,5 = -1.66 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow W_{p,L} = -1.66 \text{ KN/m}$$

b. Les charges permanentes :

- poids des panneaux sandwich + accessoire

$$\rightarrow G_1 = 0,17 \text{ KN/m}^2$$

- poids propre de l'UAP130

$$\rightarrow G_2 = 0,137 \text{ KN/m}$$

$$G = G_1 \times d + G_2 = (0.17) \times 1,5 + 0.137 = 0.392 \text{ KN/m} \quad \rightarrow G = 0,392 \text{ KN/m}$$

➤ **Combinaison des charges:**

a) A l'ELU:

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

- **Suivant yy' :**

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 0.392 = 0.53 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow T = 0.53 \text{ KN/m}$$

Suivant zz' :

$$\gamma_Q \cdot W_{p,L} = 1,5 \times -1.66 = -2.49 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow F = -2.49 \text{ KN/m}$$

b) A l'ELS:

$$\Sigma G + Q$$

- **Suivant yy' :**

$$G = 0.392 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow T = 0,392 \text{ KN/m}$$

- **Suivant zz' :**

$$W_{p,L} = -1.66 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow F = -1.66 \text{ KN/m}$$

III -4-3-Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots \text{(EC03 Page163)}$$

Avec : $N_{sd}=0$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{n.l^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = \frac{F.l^2}{8} = -2.49 \frac{6^2}{8} = -11.20 \text{ kn.m}$$

$$\rightarrow M_{y, sd} = 11.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = T \frac{l^2}{8} = 0.53 \frac{(6/2)^2}{8} = 0.6 \text{ kn.m}$$

$$\rightarrow M_{z, sd} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{pl} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}}$$

➤ Détermination de la classe du profile UAP 130 :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23,5}{23,5}} = 1 \dots\dots\dots \text{(EC03 Page139)}$

- **Âme** : $\frac{d}{t_w} = 99/6 = 15.33 < 72\varepsilon \rightarrow \hat{\text{Âme de classe 1}}$

- **Semelle** : $\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)}{2t_f} = 1.57 \text{ mm} \rightarrow \frac{c}{t_f} = 1.57 < 10 < 10\varepsilon$

\rightarrow Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1

$$\rightarrow \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$M_{pl, y, RD} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{83,51 \times 23,5}{1,1} = 17,85 \text{ KN.m} \rightarrow M_{pl, y, rd} = 17,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl, z, RD} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{25,64 \times 23,5}{1,1} = 5,48 \text{ KN.m} \rightarrow M_{pl, z, rd} = 5,48 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\rightarrow 0 + \left[\frac{11,20}{17,85} \right] + \left[\frac{0,6}{5,48} \right] = 0,728 \leq 1$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

III -4-4-Vérification de la flèche: (ELS)

- $f_y = \frac{2,05.T.l^4}{384.E.I_z} = \frac{2,05 \times 39,2 \times 3^4}{384 \times 210 \times 51,34} = 0,157 \text{ cm} \leq \frac{l/2}{200} \leq 1,5 \text{ cm}$

$\rightarrow f_y$ est vérifié

$$f_z = \frac{5.F.l^4}{384.E.I_y} = \frac{5 \times 166 \times 6^4}{384 \times 210 \times 459,56} = 2,90 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} \leq 3 \text{ cm}$$

→ f_z est vérifié

$$f_{\max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2}$$

$$f_{\max} = \sqrt{(0,157)^2 + (2,90)^2} = 2,90 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

→ donc la flèche est vérifiée

III -4-5-Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd} \dots\dots\dots \text{(EC03 Page158)}$$

$$V_{sd} = \frac{n.l}{2}$$

$$V_{sd_y} = T \times \frac{l}{2} = 0,49 \times \frac{6}{2} = 1,47 \text{ KN}$$

$$V_{sd_z} = F \times \frac{l}{2} = -2,49 \times \frac{6}{2} = 7,47 \text{ KN}$$

→ $V_{sd,max} = 7,47 \text{ KN}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v.f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \text{ et } A_v = A - 2bt + (t + 2r)t_f = 1750 - 2(55 \times 9,5) + (6 + 2 \times 9,5) \times 9,5$$

$$\rightarrow A_v = 942,5 \text{ mm}^2 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v.f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{942,5 \times 23,5/\sqrt{3}}{1,1} = 116,19 \text{ KN}$$

→ $V_{pl,rd} = 116,19 \text{ KN}$

Donc la condition sera :

$$V_{sd,u} = 7,47 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 116,19 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant est vérifiée

Conclusion :

Le profilé en UAP130 est verifiee comme lisse de bardage

III-5-calcul des potelets :

III -5-1-hypothèse de calcul :

Les potelets sont des éléments de profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. 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 deux extrémités.

III -5-2-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 composée.

III -5-3 -Dimensionnement des potelets :

- Chaque pignon possède 2 potelet de longueur max $L=10.675\text{m}$.
- Le porte max entre axe des potelets $d= 6\text{m}$.
 - Les potelets sont en acier S235
 - $f_y=23,5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité de l'acier).
 - $E=21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

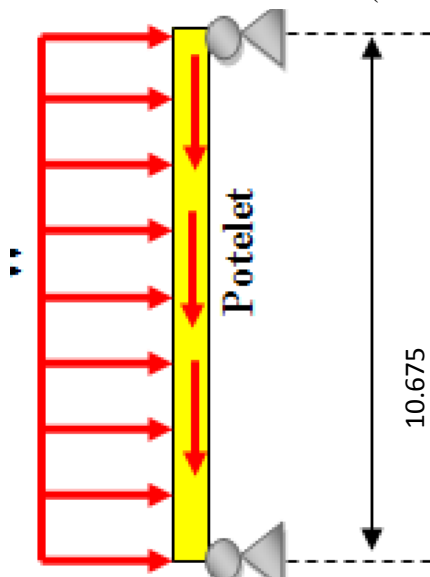


Figure III -6 Schéma du potelet

III -5-4-Evaluation des charges:

a) Détermination de la section de potelet :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $Q_j=0.676 \text{ KN/m}^2$.
 $W_s=Q_j \times d = 0.676 \times 5.325 = 3.6 \text{ KN/m} \rightarrow W_{s,L} = -3.6 \text{ KN/m}$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

Et la flèche admissible : $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$$f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y = \frac{5 \times 200 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 200 \times 3.6 \times 10.7^3}{384 \times 2.1 \times 10^8} = 5469 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow I_y \geq 5469 \text{ cm}^4$$

Donc le profile qui correspond est IPE270

| h(mm) | b(mm) | t _w (mm) | t _f (mm) | r(mm) | d(mm) | A(cm ²) | P(kg/m) |
|-----------------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|
| 270 | 135 | 6.6 | 10.2 | 15 | 219.6 | 45.9 | 36.1 |
| I _y (cm ⁴) | W _{el,y} (cm ³) | i _y (cm) | W _{pl,y} (cm ³) | I _z (cm ⁴) | W _{el,z} (cm ³) | i _z (cm) | W _{pl,z} (cm ³) |
| 5790 | 429 | 11.2 | 484 | 420 | 62.2 | 3.02 | 97 |

Tableau III-4 : Caractéristiques et dimensions IPE 270

➤ **Les charges variables :**

$$W_s = -3.6 \text{ KN/m}$$

➤ **Les charges permanentes:**

- poids des panneaux + accessoire → G1 = 0.17 * 10.697 * 5.325 = 9.683 KN
- Poids des lisses courantes → G2 = 0.137 * 7 * 5.325 = 5.107 KN
- poids propre de l'IPE270 → G3 = 0.361 * 10.697 = 3.86 KN
- G = G1 + G2 + G3 = 18.65 KN → G = T = 18.65 KN

➤ **Les combinaisons des charges :**

➤ **ELS) :**

Suivant axe z-z:

$$|V| = -3.6 \text{ KN/m} \quad \rightarrow F = -3.6 \text{ KN}$$

➤ **ELU):**

Suivant axe z-z :

$$1.5|V| = 1.5 \times -3.6 = -5.4 \text{ KN/m} \quad \rightarrow F' = -5.4 \text{ KN}$$

III -5-5-Vérification à la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante: $f \leq f_{adm}$

$$f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \dots \text{Poteau articulé articulé}$$

$$= \frac{5 \times 360 \times (10697)^4 \times 10^{-3}}{384 \times 210 \times 5790 \times 10^4} = 50.47 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{10697}{200} = 53.48 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée

➤ **Détermination la classe de l'acier :**

Âme :..... (EC03 Page139).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{23,5}{f_y}} = \sqrt{\frac{23,5}{23.5}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 < 38\varepsilon = 38$$

→Âme de classe 2

Semelle :

$$c = \frac{(b - t_w - 2r)}{2t_f} = 4.82mm \rightarrow \frac{c}{t_f} = 4.82 < 10\varepsilon = 10$$

→Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 2

III -5-6-Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd,max} \leq V_{pl,rd} \dots\dots (EC03 Page 158).$$

- $V_{sd} = \frac{n.l}{2}$

Avec :

$$V_{sd} = V_{zsd} = (1.5W) \times \frac{l}{2} = 5.4 \times \frac{10.7}{2} = 28.89 KN$$

→V_{sd}max=28.89 KN

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{Y_{m0}} et$$

$$A_{vz} = 22.1 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ tableau des profiles}$$

→A_{vz}=22.1cm²

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{Y_{m0}} = \frac{2210 \times 235 / \sqrt{3}}{1,1} = 272.59 KN$$

→V_{pl,rd}=272.59

$$V_{sd,max}=28.89 \text{ KN} < V_{pl,rd}=272.59 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié

III -5-7-Vérification la résistance au moment fléchissant et l'effort axial :

La vérification de sécurité est donnée par :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (EC03 Page163).$$

$$q_{sd,y} = 0 \rightarrow M_{sd,z} = 0$$

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 18.65 = 25.18 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 980.6 \text{ KN}$$

$$M_{sd,y} = F \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{1.5 \times -3.6 \cdot (10.7)^2}{8} = 77.28 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 1000 \times 235}{1.1} = 103.4 \text{ KN} \cdot m$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{25.18}{980.6} \right] + \left[\frac{77.28}{103.4} \right] = 0.77 \leq 1$$

Donc la résistance au moment fléchissant et l'effort axial est vérifié

III -5-8-Vérification l'effort axial de compression:

$$N_{sd} \leq 0.25 N_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{(EC03 Page155)}.$$

On a:

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G = 1.35 \times 18.65 = 25.18$$

$$N_{sd} = 25.18 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45.9 \times 10^2 \times 235 / 1000}{1,1} = 980.6 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = 980.6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 25.18 \text{ KN} \leq 0.25 N_{pl,Rd} = 245.1 \text{ KN}$$

Donc l'effort axial de compression est vérifié

III -5-9-Vérification la résistance au flambement:

Le flambement ou flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure, qui soumise à un effort normal de compression, a tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Le terme flambement est plutôt utilisé en mécanique des structures

La formule utilisée pour la vérification au flambement est:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{(EC03 Page181)}.$$

$$N_{sd} = 25.18 \text{ KN}$$

$$M_{z,sd} = 0 \dots\dots\dots (q_{sd} = 0)$$

$$M_{y, sd} = \frac{q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 3.6(10.7)^2}{8} = 77.28 \text{KN.m}$$

$\gamma_{M0} = 1,1$ (EC03 Page 103)

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} \text{ Coefficient de réduction (EC03 Page 170).}$$

$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$ avec $\chi_{\min} \leq 1$

Si $\bar{\lambda} \leq 0,2$ Pas risqué de flambement

Plan de flambement:

Elancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec: } l_f: \text{ longueur de flambement}$$

i: rayon de giration

$$yy': \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{10700}{112.3} = 95.28$$

$$ZZ': \lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{1500}{30.2} = 49.67$$

$\lambda_y = 95.28 > \lambda_z = 49.67$ **Le flambement aura lieu suivant l'axe y-y**

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5} \text{ (EC03 Page 423)}$$

- $\beta_1 = 1$ (section de classe 1).
- $\lambda_1 = \left(\frac{E}{f_v} \right)^{0.5} \times \pi = 93.9 \text{E} = 93.9$
- $\text{E} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$
- $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = \left(\frac{95.28}{93.9} \right) \times 1^{0.5} = 1.013$

$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = 1.013 > 0,4$ **Risqué de flambement.**

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \text{ (EC03 Page 170).}$$

Facteur d'imperfection α :

- $\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1,2$
- $t_f = 10.2 \text{mm} < 40 \text{mm}$

- axedéflambement y-y $\rightarrow \alpha = 0.21$ (EC03Page171)

Donc :

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21 (1.013 - 0.2) + 1.013^2]$$

$$\phi_y = 1.098$$

Donc :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.098 + (1.098^2 - 1.013^2)^{0.5}} = 0.66 < 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \dots \dots \dots \text{Mais } k_y \leq 1,5 \dots \dots \dots \text{(EC03 Page181).}$$

$$\text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \dots \dots \dots \text{ mais } \mu_y \leq 0,9$$

$\beta_{M,y}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

- $\beta_{M,y} = 1.3$ (Cas de moment dû à des charges transversales). (EC03 Page181).

$$\beta_{M,y} = 1.3 \dots \dots \dots \rightarrow \mu_y = 1.013 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{484 - 4289}{4289} = -1.29 \leq 0,9$$

$$\mu_y = -1.29 \dots \dots \dots \rightarrow k_y = 1 - \frac{-1.29 \times 25180}{0,66 \times 4590 \times 235} = 1.045 \leq 1,5$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}}$$

$$= \frac{25.18}{0.66 \times 980.6} + \frac{1.045 \times 77.28}{103.4} = 0.82 \leq 1 \text{ Donc le flambement est vérifié}$$

Donc on prend les potelets IPE 270

III-5-Conclusion :

L'étude que nous avons étudié nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- Les pannes : IPE200
- Les lisses de bardages : UAP 130
- Les potelets : IPE270

IV-1- Introduction :

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement d'une halle double de 30 m de portée pour chaque halle équipée de deux ponts roulant de 15 T (de puissance),

➤ Définition de pont roulant :

- ✓ **Le pont roulant** : est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.
- ✓ **La voie de roulement** : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.
- ✓ **La poutre de roulement** : est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par des poteaux en treilles

IV-2- Caractéristiques de pont roulant :

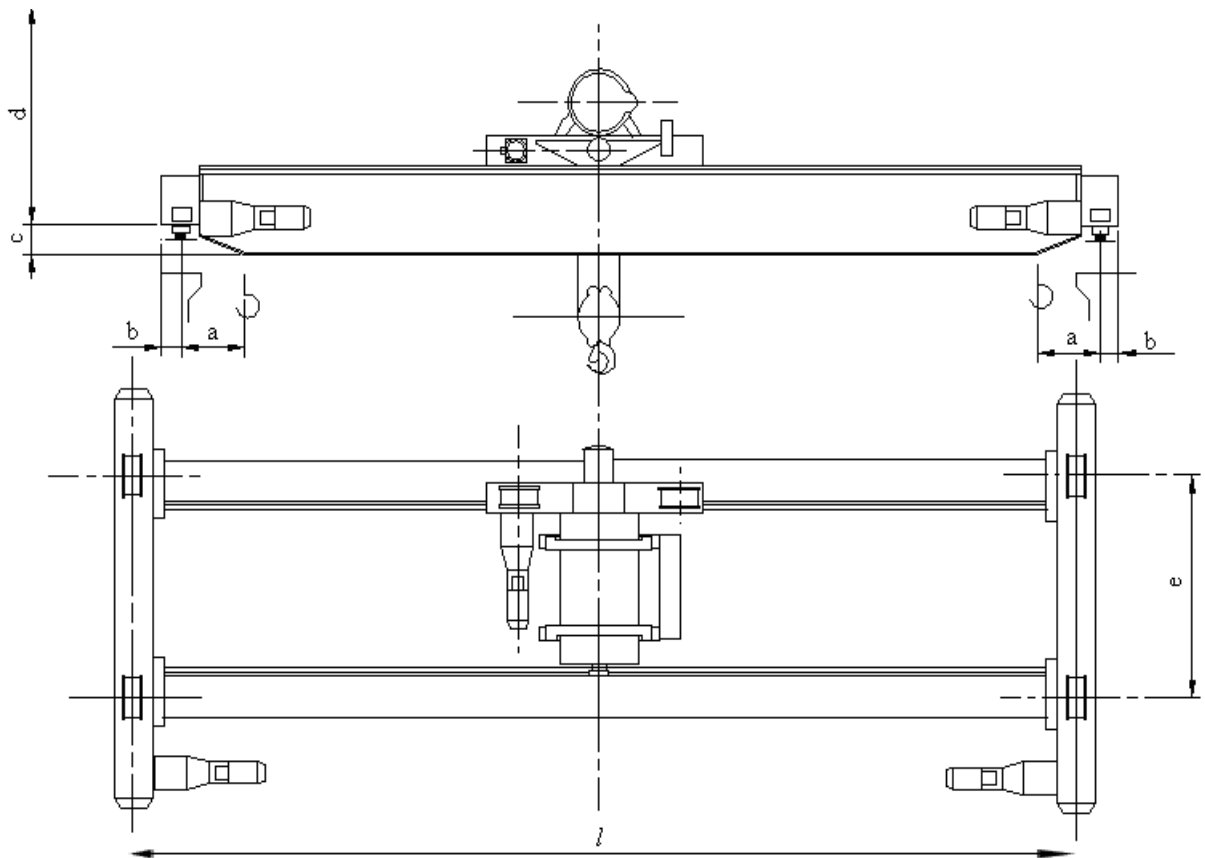


Figure IV – 1 : Schéma d'un pont roulant.

Tableau IV -1 : Dimensions des ponts roulants.

| Puissances (N) | l (m) | a (m) | B (m) | c (m) | d (m) | e (m) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 15 | 14 | 1 | 0.35 | 0.6 | 2 | 3 |

B : Poids du pont et de son équipement.

K : Poids du chariot et de son équipement.

N : Poids de la charge nominale (puissance du pont).

V_1 : Vitesse de levage de la charge.

V_d : Vitesse de direction du chariot.

V_t : Vitesse de translation du pont.

Tableau IV -2 : Caractéristiques des ponts roulants équipant le hangar.

| Puissances (N) | Portée l (m) | Vitesse (m/min) | | | Poids (t) | | |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------|-------------|-----------|--------------|-------------|
| | | Levage | Direction | Translation | Pont B(t) | Chariot K(t) | Charge N(t) |
| 15 | 14 | 5 | 30 | 80 | 14.5 | 5 | 15 |

IV. 2. D. Classification du pont

- Utilisation régulière au service intermittent \Rightarrow Pont de classe B.
- Soulèvement des charges moyennes \Rightarrow état de charge \Rightarrow Pont de group II.

IV. 2. E. Coefficients

Coefficient d'adhérence d'un galet : $C = 0.2$.

Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales

- Sur le chemin de roulement $\psi_1 = 1.15$.
- Sur le support du chemin de roulement $\psi_2 = 1.05$.

IV. 3. Etude de la poutre de roulement « PDR »

Les poutres de roulement constituent la partie de la charpente destinée à assurer le déplacement d'un pont roulant, et repose généralement sur les poteaux de portique.

Dans les deux cas les poutres de roulement peuvent être posées soit en travées indépendantes, soit en continuité. Dans notre étude, nous avons opté, pour des travées indépendantes, afin d'avoir des poutres isostatique. Les conditions d'exploitation des poutres de roulements sont caractérisées par les facteurs suivants :

- La surcharge verticale mobile provenant du pont roulant, qui exerce une action dynamique sur la poutre.
- Les galets de roulement du pont produisent de fortes pressions concentrées, qui sont transmises à l'âme de la poutre qui se déforme.
- Les forces de freinage latérales provoquent une flexion de la membrure supérieure de la poutre dans le plan horizontal.

IV. 3. A. Réactions d'un galet du pont roulant en charge

Charge statique (réaction verticales) :

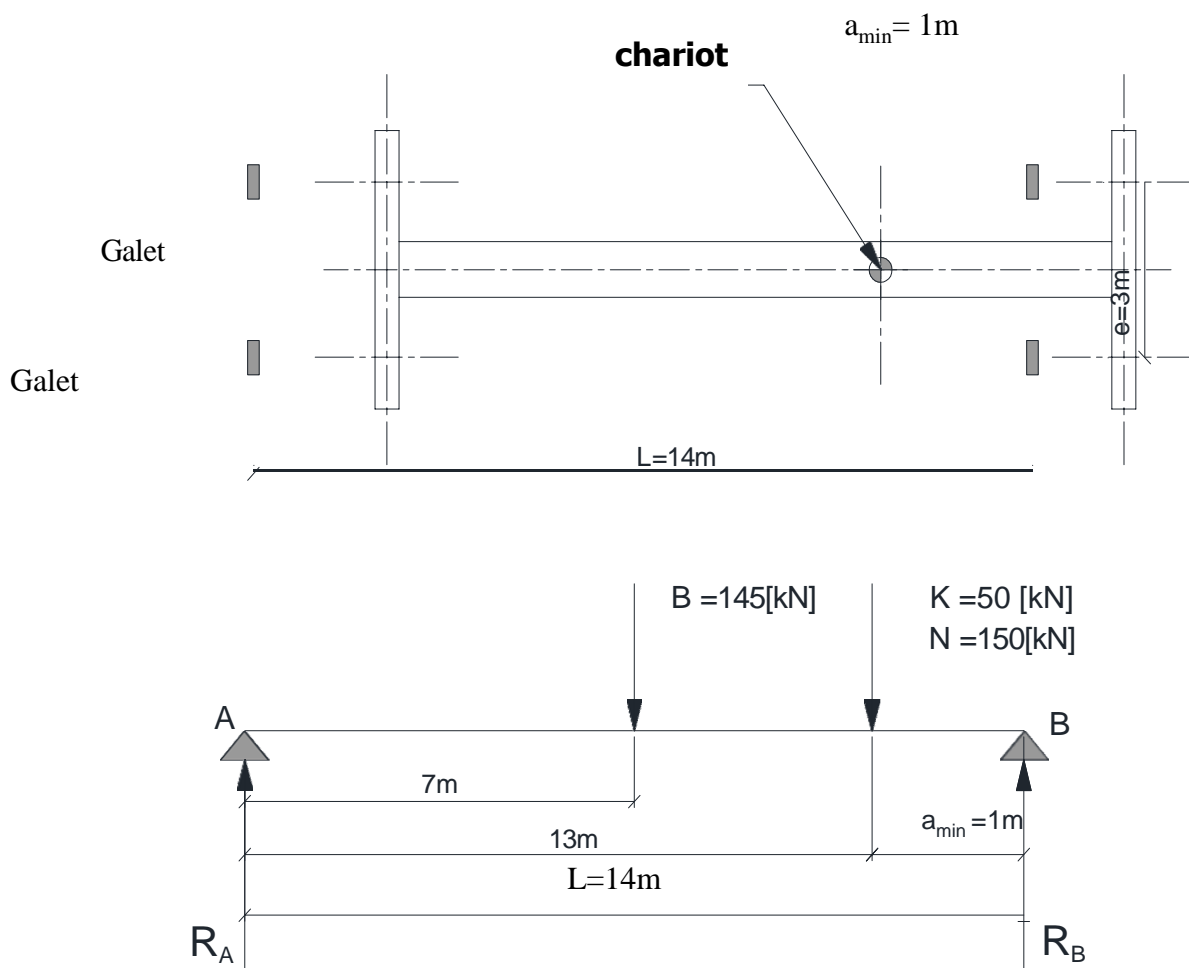


Figure IV.2 : Réactions verticales aux galets

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L - \left((K + N) \times (L - a_{\min}) + B \times \left(\frac{L}{2}\right) \right) = 0$$

$$\sum M/A = 0 \quad R_B \times 14 - ((150 + 50) \times 13 + 147 \times 7) = 0$$

$$R_B = 258.21 \text{ kn}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_B \times L - B \times \left(\frac{L}{2}\right) + (K + N) \times a_{\min} = 0$$

$$\sum M/B = 0 \quad R_A \times 14 - ((145 \times 7) + (150 + 50) \times 1) = 0$$

$$R_A = 86.786 \text{ kn}$$

n = nombre de galet par appuis n = 4

$$R_{MAX} = \frac{R_A}{2} = 129.10 \text{ kn}$$

$$R_{MIN} = \frac{R_B}{2} = 43.4 \text{ kn}$$

IV. 3. A. a. Réaction verticale

R_{max} : Réaction maximale statique (pont immobile).

R_{min} : Réaction minimale statique (pont immobile).

R_{Vmax} = R_{max} ψ₁ : Réaction maximale dynamique (pont en mouvement).

R_{Vmin} = R_{min} ψ₁ : Réaction minimale dynamique (pont en mouvement).

IV. 3. A. b. Réaction horizontale longitudinale

R_{Lmax} = R_{max} C : Réaction maximale (pont en freinage).

R_{Lmin} = R_{min} C : Réaction minimale (pont en freinage).

IV. 3. A. c. Réaction horizontale transversale

- Chariot au milieu du pont

$$R_{H1max} = \pm \left[0.024(N + K + B) \times \frac{l}{e} + 0.021(N + K) \right] / n \text{ Réaction maximale.}$$

$$R_{H1min} = \pm \left[0.024(N + K + B) \times \frac{l}{e} - 0.021(N + K) \right] / n \text{ Réaction minimale.}$$

- Chariot à l'extrémité du pont

$$R_{H2max} = \pm \left[0.0052(N + K + 5B) \times \frac{l}{e} + 0.021(N + K) \right] / n \text{ Réaction maximale.}$$

$$R_{H2min} = \pm \left[0.0052(N + K + 5B) \times \frac{l}{e} - 0.021(N + K) \right] / n \text{ Réaction minimale.}$$

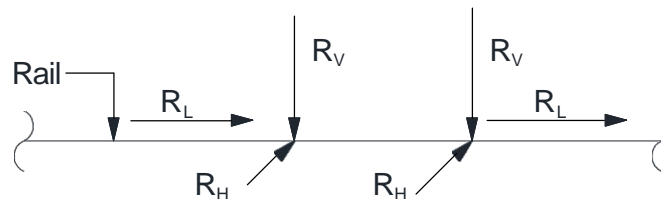


Figure IV -3: Récapitulatif des réactions sur les galets

Tableau: Réactions d'un galet en charge.

| Réaction | R_V (kn) | R_L (kn) | R_{H1} (kn) | R_{H2} (kn) |
|----------|------------|------------|---------------|---------------|
| max | 148.465 | 25.82 | 10.71 | 6.66 |
| min | 49.91 | 8.68 | 8.61 | 4.56 |

IV. 3. B. Les charges à considérer

IV. 3. B. a. Charges permanentes

Elle comprend tous les poids propre de tous les éléments constituant le chemin de roulement :

Rail de roulement, poutre verticale de roulement, passerelle, poutre verticale latérale à la console supportant la passerelle.

IV. 3. B. b. Charges roulantes

Toutes les réactions verticales et horizontales des galets de roulement et éventuellement de guidage du pont.

Ces réactions sont fonction de :

- Poids du pont et son équipement.
- Poids du chariot et son équipement.
- La charge à lever et de ses accessoires.

IV. 3.B. Charges mobiles appliqués sur la passerelle

Elles sont dues à la circulation du personnel assurant la manœuvre d'entretien du pont ainsi qu'au poids du matériel nécessaire à la réparation éventuelle.

IV. 3. C. Pré-dimensionnement de la poutre de roulement

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre.

Limite de la flèche admissible : $f_{ad} = L/750$

$$f_{ad} = \frac{6}{750} = 8 \times 10^{-3} m \text{ et } f_{max} = \frac{R_{vmax}(l-e)[3l^2 - (l-e)^2]}{48 \times E \times I_y} < f_{ad}.$$

$$f_{max} \geq \frac{148.465 \times (6-3) \times [3 \times 6^2 - (6-3)^2] \times 750}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 6}$$

$$I_y \geq 5.468 \times 10^{-4} m^4 \Rightarrow I_y \geq 54680 cm^4$$

La poutre de roulement choisi est HEB400 $I_y = 57680 cm^4$ S235

| HEB 400 | I_y cm^4 | I_z cm^4 | W_{ply} cm^3 | W_{plz} cm^3 | t_f mm | A cm^2 | P Kg/m | h mm | B mm | t_w mm |
|------------|-----------------|-----------------|---------------------|---------------------|-------------|-------------|-----------|---------|---------|-------------|
| | 57680 | 10820 | 3232 | 1104 | 19 | 159 | 125 | 390 | 300 | 11 |

TAB VI.6 : caractéristiques de profile HEB400

IV. 3. D. Choix du rail :

Le tableau de surcharges admissible sur les galets nous donne en fonction du diamètre des galets les caractéristiques du rail, on prend comme rail du pont roulant A65.

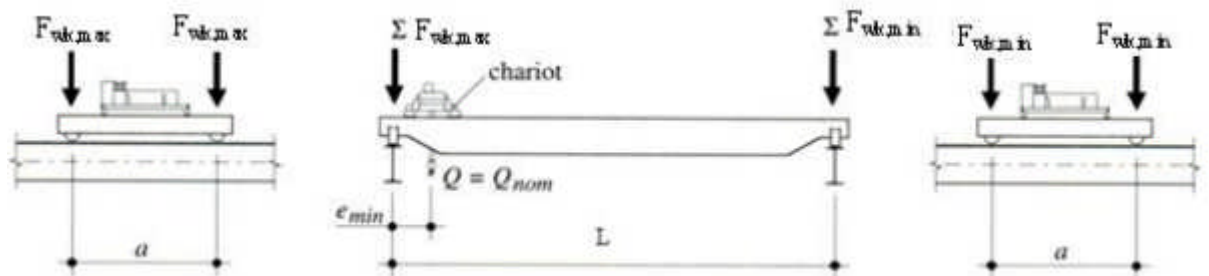


Figure-IV-4-charges de galets sur le rail

IV.3.E.Dimensions du rail de pont roulant :

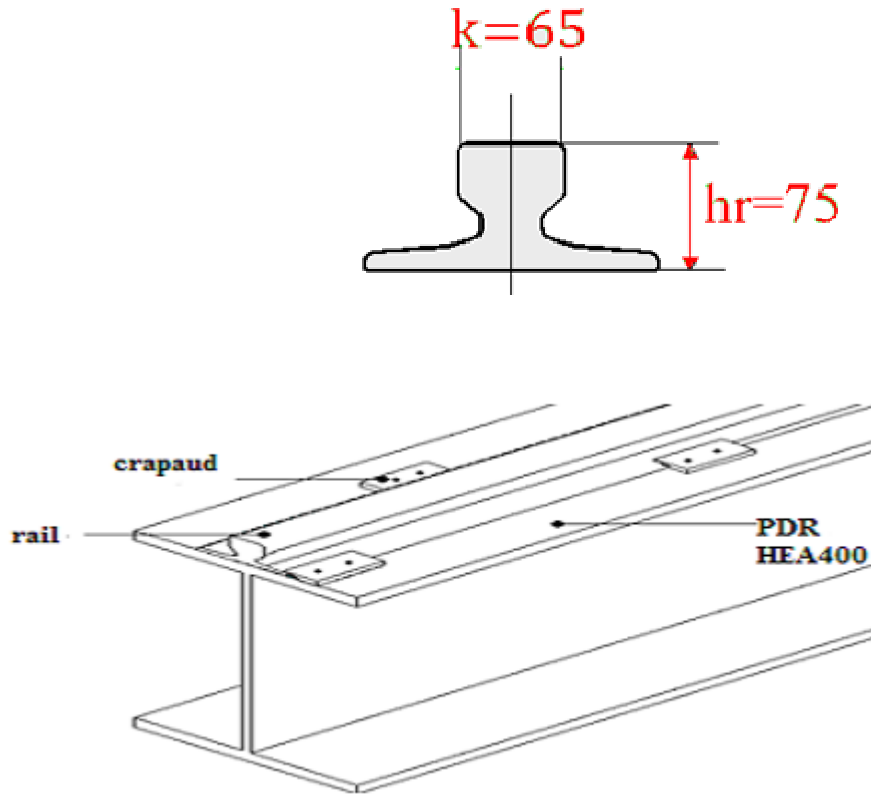


Figure-IV-5 : schéma (PDR+rail)

| | p (daN/ml) | $I_y(\text{cm}^4)$ | $W_y(\text{cm}^3)$ | $I_z(\text{cm}^4)$ | $W_z(\text{cm}^3)$ | K(mm) | hr(mm) |
|------|------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------|--------|
| 55,4 | 43,5 | 327 | 73,7 | 609 | 69,6 | 65 | 75 |

Tableau VI. 5:caractéristiques du rail

IV. 3. E. a. Vérification de la flèche verticale

La vérification de la flèche sera faite pour les deux directions (horizontal et verticale). La flèche maximale sera obtenue en plaçant les deux galets du pont roulant symétriquement par rapport au milieu de la poutre de roulement.

La flèche admissible δ_{max} pour un pont roulant de classe B.2

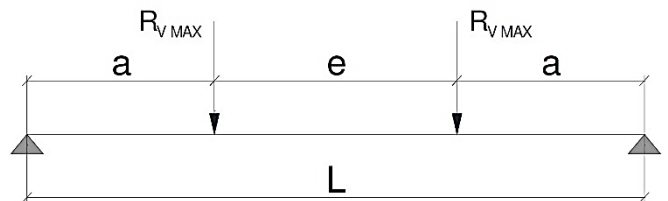
groupe II est égale à $L/750$ (CTICM)

a. Vérification de la flèche verticale

- Le poids propre de la PDR : $P_p = 1.55 \text{ kn/m}$
- Le poids du rail : $P_r = 0.435 \text{ kn/m}$

$$q = P_p + P_r = 1.985 \text{ kn/m}$$

$$q = 1.985 \text{ kn/m} \times 6 \text{ m} = 11.91 \text{ kn}$$



1. Charge répartie

$$f_{1max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_x}$$

$$f_{1max} = \frac{5 \times 11.91 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times 57680 \times (10^{-2})^4} = 2.765 \times 10^{-4} \text{ m}$$

2. Charge roulante

$$f_{2\max} = \frac{R_{V\max}(L-e)(3L^2-(L-e)^2)}{48 \times E \times I_y}$$

$$f_{2\max} = \frac{148.465 \times (6-3) \times (3 \times 6^2 - (6-3)^2)}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 57680 \times (10^{-2})^4} = 7.58 \times 10^{-3} m$$

3. Condition à vérifier

$$f_{\max} = f_{1\max} + f_{2\max} \leq f_{ad}$$

$$f_{\max} = 2.765 \times 10^{-4} + 7.58 \times 10^{-3} = 7.856 \times 10^{-3} m \leq f_{ad} = 8 \times 10^{-3} m$$

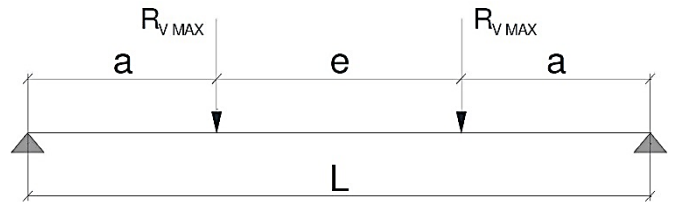
La flèche verticale est vérifiée

Vérification de la flèche horizontal

$$f_{\max} = \frac{R_{H1\max}(L-e)(3L^2-(L-e)^2)}{48 \times E \times I_{se}}$$

I_{se} : Inertie de la semelle supérieure de la PDR/y. puisque l'axe yy est un axe de symétrie, on

Peut donc écrire que :



$$I_{se} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{1.9 \times (30)^3}{12} = 2475 cm^4 = 0.2475 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{\max} = \frac{R_{H\max}(L-e)(3L^2-(L-e)^2)}{48 \times E \times I_{se}} = \frac{10.71 \times (6-3) \times (3 \times (6)^2 - (6-3)^2)}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 0.2475 \times 10^{-4}}$$

$$f_{\max} = 0.001275 m < \frac{l}{750} = 0.008 m$$

La flèche horizontale est vérifiée

IV. 3. E. c. Détermination des efforts :

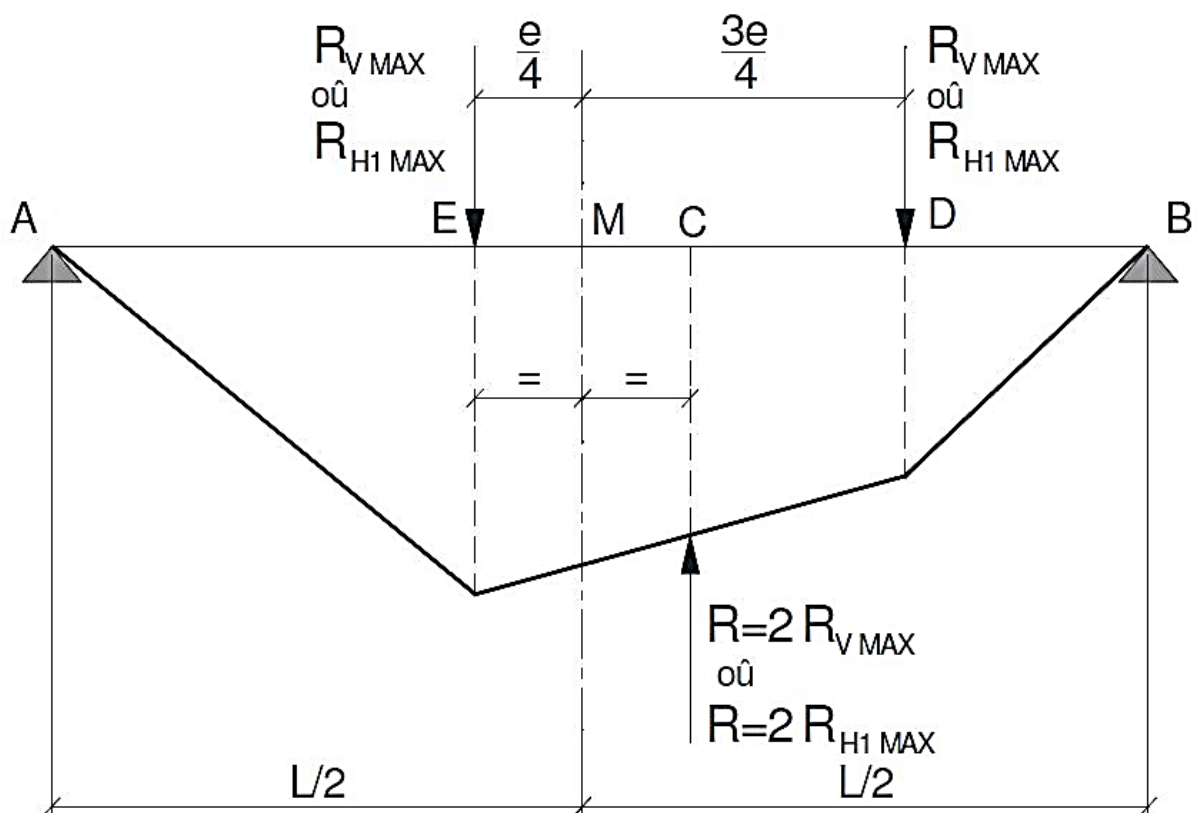
- **Calcul des sollicitations internes :**

Comme indiqué au paragraphe IV.1, les poutres de roulement dans notre projet sont conçues en tançons de 6m de long supportés par deux appuis (isostatique)

a. Calcul du moment fléchissant maximum

- **Moment dû aux charges mobiles:**

Le moment fléchissant maximum dû aux charges mobile (réactions sur les galets) déterminé par le théorème de BARRE est défini comme suite :



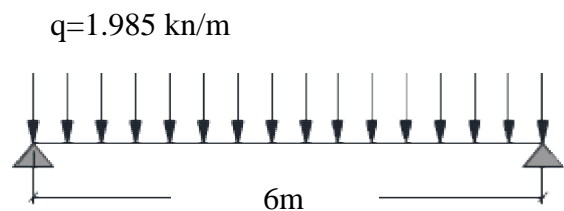
$$M_{y\max} = R_{v\max} \cdot ((L - e/2)^2) / 2L = 250.54 \text{ kN.m (obtenu au point E)}$$

$$M_{z\max} = R_{H1\max} \cdot ((L - e/2)^2) / 2L = 18.1 \text{ kN.m (obtenu au point E)}$$

- **Moment dû au poids propre du chemin de roulement**

Le moment maximum dû au poids propre du chemin de roulement sera déterminé en /considérant le poids de la poutre de roulement ainsi que le poids du rail.

$$q = P_p + P_r$$



$$q = 1.55 + 0.435 = 1.985 \text{ kN/m}$$

$$M_{q\max} = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$M_{q\max} = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$M_{q\max} = \frac{1.985 \times 6^2}{8} = 8.932 \text{ kn.m}$$

- **Moments combinespondérés**

$$M_{y.sd} = 1.35 \times M_{q\max} + 1.5 \times M_{y\max}$$

$$M_{y.sd} = 1.35 \times (8.932) + 1.5 \times (250.54) = 387.87 \text{ kn.m}$$

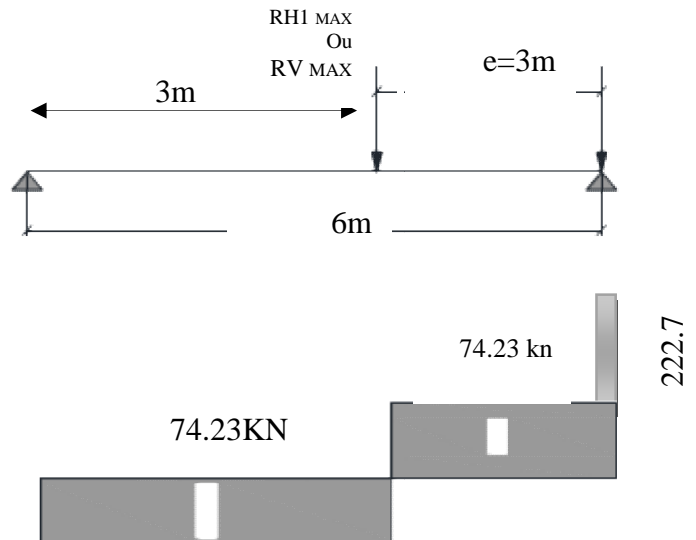
$$M_{z.sd} = 1.5 \times M_{z\max}$$

$$M_{z.sd} = 1.5 \times (18.1) = 27.15 \text{ kn.m}$$

b. Calcul de l'Effort tranchant maximum

Chapitre IV Etude de chemin de roulement

- Effort tranchant dû aux charges mobiles
- L'effort tranchant maximum dû aux charges mobiles est obtenu en plaçant ces charges le plus proche possible des appuis.



$$V_{z_{max}} = 222.7 \text{ kN}$$

$$V_{y \max} = \frac{V_{z \max}}{R_{y \max}} \times R_{H1 \max}$$

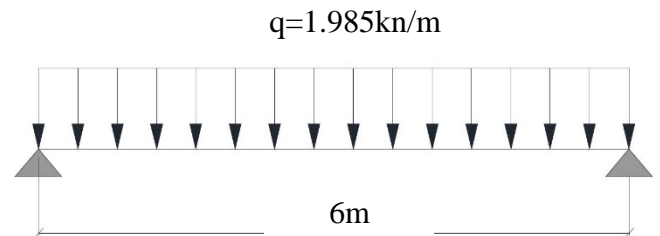
$$V_{y \max} = \frac{222.7}{148.465} \times 10.71$$

$$V_{y \max} = 16.06 \text{ kn}$$

- Effort tranchant dû au poids propre du chemin de roulement

$$V_{q \max} = \frac{q \times L}{2} = \frac{1.985 \times 6}{2}$$

$$V_{q \max} = 5.955 \text{ kn}$$



- Efforts tranchants combinés pondérés

$$V_{z.sd} = 1.35 \times V_{q \max} + 1.5 \times M_{z \max}$$

$$V_{z.sd} = 1.35 \times (5.955) + 1.5 \times (222.7) = 342.1 \text{ kn}$$

$$\frac{q \times L}{2} = 5.955 \text{ kn}$$

$$V_{y.sd} = 1.5 \times V_{y \max}$$

$$V_{y.sd} = 1.5 \times (16.06) = 24.1 \text{ kn}$$

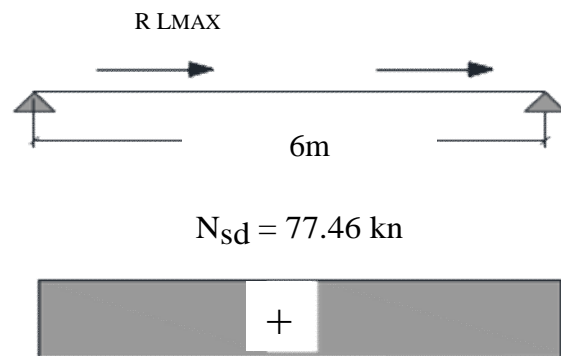
$$V_{y.sd} = 1.5 \times (16.06) = 24.1 \text{ kn}$$



$$\frac{q \times L}{2} = 5.955 \text{ kn}$$

c. Calcul de l'Effort normal maximum

Les charges horizontales longitudinales dues aux effets du freinage du pont roulant impliqueront dans la poutre la poutre de roulement un effort normal de compression



$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times R_{L \max}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times 25.82 = 77.46 \text{ kn}$$

➤ **Vérification de la flexion bi-axialecomposée**

Les éléments à section transversale sollicités en flexion bi-axiale et en compression axiale doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

a) **Calcul de classe de HEB400 :**

$$L' \text{ âme} : d/t_w = 298/13.5 = 22.074 \leq 72\xi \rightarrow \text{classe I}$$

$$\text{Semelle} : c/t_f = 117.5/24 = 4.89 \leq 10\xi \rightarrow \text{classe I}$$

Donc : le profile HEB400 EST de classe **I**

Vérification de la section transversale :

➤ **Incidence de l'effort tranchant avec le moment fléchissant :**

$$V_{zsd} \leq 0.5V_{pl.rdz}$$

$$V_{pl.rdz} = A_{vz} \times \left(\frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$V_{pl.rdz} = \left(69.98 \times 10^2 \times \frac{235}{\sqrt{3}} \right) / 1.1 = 863.15 \text{ kn}$$

$$V_{sdz} = 342.1 \text{ kn} \leq 0.5 \times 863.15 \text{ kn} = 431.575 \text{ kn}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

➤ **Incidence de l'effort normal :**

$$N_{plz,rd} = \left(A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) = \left(\frac{197.8 \times 10^2 \times 235}{1.1} \right) = 4225.727 \text{ kn}$$

$$-N_{sd} = 77.46 \text{ kn} \leq 0.25 N_{plz,rd} = 1056.43 \text{ kn}$$

$$-N_{sd} = 77.46 \text{ kn} \leq 0.5 \times A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times (197.8 \times 10^2 - (2 \times 300 - 24)) \times \frac{235}{1.1} = 574.682 \text{ kn}$$

Les deux conditions sont vérifiées alors il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal

Vérification de l'élément aux instabilités

Flambement par rapport à y-y :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{I_y} = \frac{6}{17.08 \times 10^{-2}} = 35.13$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{35.13}{93.9} = 0.376$$

Courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 \geq 1.2$$

$$t_f = 24 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{axe de flambement y-y} \Rightarrow \text{courbe a} \Rightarrow \alpha = 0.21$$

$$\theta_y = 0.5 \left[1 + 0.21 \times (0.376 - 0.2) + (0.376)^2 \right] = 0.59$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.59 + [0.59^2 - 0.376^2]^{0.5}} = 0.96$$

Flambement par rapport à z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{I_z} = \frac{6}{7.40 \times 10^{-2}} = 81.1$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{81.1}{93.9} = 0.864$$

Courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 \geq 1.2$$

$$t_f = 24 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{axe de flambement z-z} \Rightarrow \text{courbe b} \Rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\theta_z = 0.5 \left[1 + 0.34 \times (0.864 - 0.2) + (0.864)^2 \right] = 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{1 + \left[1^2 - 0.864^2 \right]^{0.5}} = 0.665$$

$$\chi_{\min} = \min[\chi_y, \chi_z] = [0.96, 0.665] = 0.665$$

Détermination des coefficients K_y, K_{L_T}, K_z

$$\beta_{m_z} = 1.4, \beta_{m_y} = 1.4$$

$$\mu_z = 0.864 \times [2 \times 1.4 - 4] + \left[\frac{1104 - 721.3}{721.3} \right] = -0.51$$

$$K_z = 1 - \left[\frac{-0.51 \times 77.46}{0.665 \times 197.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}} \right] = 1.013$$

$$\mu_{L_T} = 0.15 \times 0.864 \times 1.4 - 0.15 = 0.031$$

$$K_{L_T} = 1 - \left[\frac{0.031 \times 77.46}{0.665 \times 197.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}} \right] = 1$$

$$\mu_y = 0.376 \times [2 \times 1.4 - 4] + \left[\frac{3232 - 2884}{2884} \right] = -0.330$$

$$K_y = 1 - \left(\frac{-0.330 \times 77.46}{0.96 \times 197.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}} \right) = 1$$

Détermination du coefficient de réduction pour ledéversement χ_{Lt} :

$$C_1 = 1.046$$

$$\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} = \frac{65.22}{93.9} = 0.7 > 0.4 \Rightarrow \text{Il y'a risque de déversement}$$

$$\alpha_{Lt} = 0.21 \text{ Profilé laminé}$$

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (0.7 - 0.2) + 0.7^2) = 0.8$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{0.8 + (0.8^2 - 0.7^2)^{0.5}} = 0.842 < 1$$

Vérification de la flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{77.46}{(0.665 \times 197.8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3)/1.1} + \frac{1 \times 387.87}{(3232 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3)/1.1} + \frac{1.013 \times 27.15}{(1104 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3)/1.1} = 0.8$$

La flexion composée avec risque de flambement est vérifié

Vérification de la flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{77.46}{(0.665 \times 197.8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3)/1.1} + \frac{1 \times 387.87}{(0.842 \times 3232 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3)/1.1} + \frac{1.013 \times 27.15}{(1104 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3)/1.1} = 0.8$$

La flexion composée avec risque de déversement est vérifié

Vérification du cisaillement

Cisaillement sous l'effet de la charge horizontale :

$$V_{ysd} \leq V_{pl.rdy}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = (197.8 - 69.98) \times 10^2 = 127.82 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.rdy} = A_{vy} \times \left(\frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$24.1\text{kn} \leq \frac{127.82 \times (235/\sqrt{3}) \times 10^2}{1.1} = 1576.570\text{kn}$$

$$V_{ysd} \leq V_{pl.rdy} \Rightarrow c' \text{ est vérifié}$$

Cisaillement sous l'effet de la charge verticale :

$$V_{zsd} \leq V_{pl.rdz}$$

$$V_{pl.rdz} = A_{vz} \times \left(\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$119.39\text{kn} \leq 863.15\text{kn}$$

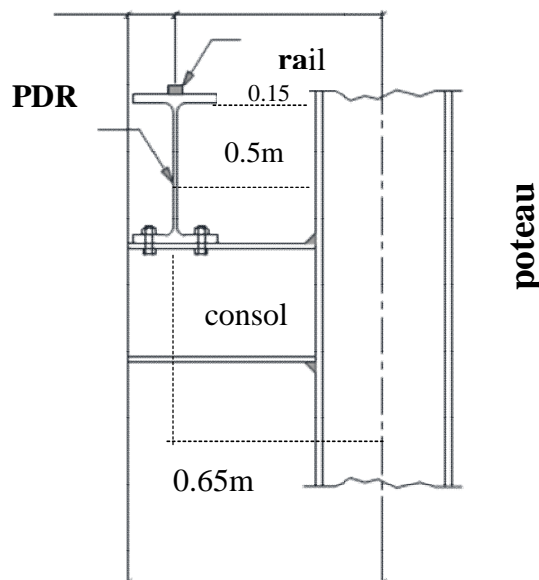
$$V_{zsd} \leq V_{pl.rdz} \Rightarrow C' \text{ est vérifié}$$

- Calcul du support du chemin de roulement :
- Pré dimensionnement du support :

Pour le support du chemin de roulement nous choisissons le profilé HEA400

P_c : Poids propre de HEA400 u

$$P_c = 1.25 \text{ kn/ml}$$



FigureIV.6 :Détail supportdu chemin de roulement
Poids propre du chemin de roulement P_c :

$$P_{Cr} = q \times \frac{L}{2}$$

q : le poids propre de la poutre + rail de roulement 0.170

L : la longueur de la travée du chemin de roulement

$$P_{Cr} = 1.985 \times \frac{6}{2} = 5.955 \text{kn}$$

Charges verticales :

$$P_{V \max} = 2 \times 148.465 \times \left(\frac{6 - \frac{3}{2}}{6} \right) = 222.7 \text{kn}$$

Charges horizontales :

$$P_{H \max} = 2 \times R_{L \max} = 2 \times 25.82 = 51.64 \text{kn}$$

• **Calcul des sollicitations internes :**

• **Sous charges vertical :**

$$M_{y1} = P_{Cr} \times l + \frac{P_{Cr} \times l^2}{2}$$

$$M_{y1} = 5.955 \times 0.5 + \frac{1.25 \times 0.67^2}{2}$$

$$M_{y1} = 3.26 \text{kn.m}$$

$$V_{z1} = P_{Cr} + P_C \times l$$

$$V_{z1} = 5.955 + 1.25 \times 0.67$$

$$V_{z1} = 6.8 \text{kn}$$

$$M_{y2} = P_{V \max} \times l$$

$$M_{y2} = 222.7 \times 0.5$$

$$M_{y2} = 111.35 \text{kn.m}$$

$$V_{z2} = P_{V \max} = 222.7 \text{kn}$$

• **Effort combinés pondérés :**

$$M_{y.sd} = 1.35M_{y1} + 1.5M_{y2} = 171.426 \text{ kn.m}$$

$$V_{z.sd} = 1.35V_{z1} + 1.5V_{z2} = 343.23 \text{ kn}$$

– **Sous charges horizontales :**

$$M_{z2} = P_{H \max} \times l = 51.64 \times 0.5 = 25.82 \text{ kn.m}$$

$$V_{y2} = P_{H \max} = 51.64 \text{ kn}$$

– **Efforts combinés pondérés :**

$$M_{z2} = 1.5 \times M_{z2} = 38.73 \text{ kn.m}$$

$$V_{z.sd} = 1.5 \times V_{z2} = 77.46 \text{ kn}$$

• **Vérification de la flexion déviée (flexion bi axiale)**

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1$$

$$\beta = \alpha = 1$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{872.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 186.48 \text{ kn.m}$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2562 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 547.34 \text{ kn.m}$$

$$\frac{171.426}{547.34} + \frac{38.73}{186.48} = 0.521 \leq 1 \text{ c'est vérifier.}$$

• **Vérification du déversement :**

Classification de la console :

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27.1 \leq 72\varepsilon = 72$$

L'ame est de classe 1

Paroi en compression :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7.89 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow$$

La semelle est de classe 1

⇒ HEA400 est de classe 1

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{Lt} \times \beta_w \times w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{z.sd}}{w_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$\beta_w = 1$ la section est de classe 1

$$c_1 = 1.88$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{0.67 \times 10^3 / 7.34 \times 10}{(1.88)^{0.5} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{0.67 \times 10^3 / 7.34 \times 10}{390/19} \right)^2 \right)^{0.25}} = 6.64$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{6.64}{93.9} \times [1]^{0.5} = 0.071$$

$\alpha_{Lt} = 0.21$ Profilé laminé

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (0.071 - 0.2) + (0.071)^2) = 0.49$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{0.49 + (0.49^2 - 0.071^2)^{0.5}} = 1.026$$

$$\frac{171.426 \times 10^6}{1.026 \times 1 \times 2562 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{38.82 \times 10^6}{872.9 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.51 \leq 1$$

Le déversement est vérifié

- **Vérification de la flèche**

- **Sous charges verticales :**

Charge de $P_{V \max}$ et P_{cr}

$$(P_{V_{\max}} + P_{cr}) \times \frac{l^3}{3 \times E \times I_y} < \frac{l}{750}$$

$$\frac{(222.7 + 5.955) \times 0.5^3}{3 \times 2.1 \times 10^8 \times 45070 \times 10^4} = 10^{-16} m < \frac{0.68}{750} = 0.000966 m$$

Charge du poids propre de HEA400 :

$$\frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.25 \times 0.67 \times 0.67^3}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times 45070 \times 10^4} = 3.465 \times 10^{-20}$$

Sous charge horizontale

$$\frac{P_{H_{\max}} \times l^3}{3 \times E \times I_z} < \frac{l}{750}$$

$$\frac{51.64 \times 0.5^3}{3 \times 2.1 \times 10^8 \times 8564 \times 10^4} = 1.19 \times 10^{-16} m < \frac{0.68}{750} = 0.000966 m$$

⇒ La flèche est vérifiée

- **Vérification du cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = A_v \times \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{vy} = A - V_{vz}$$

$$A_{vy} = (159 - 65.78) \times 10^2 = 9322 \text{ mm}^2$$

$$V_{sdy} = 233.235 \text{ kn} \leq \frac{65.78 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1} = 81135 \text{ n} = 811.35 \text{ kn}$$

$$V_{sdy} = 343.5 \text{ kn} \leq \frac{159 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1} = 1961153 \text{ n} = 1961.153 \text{ kn}$$

Le cisaillement est vérifié .

Conclusion :

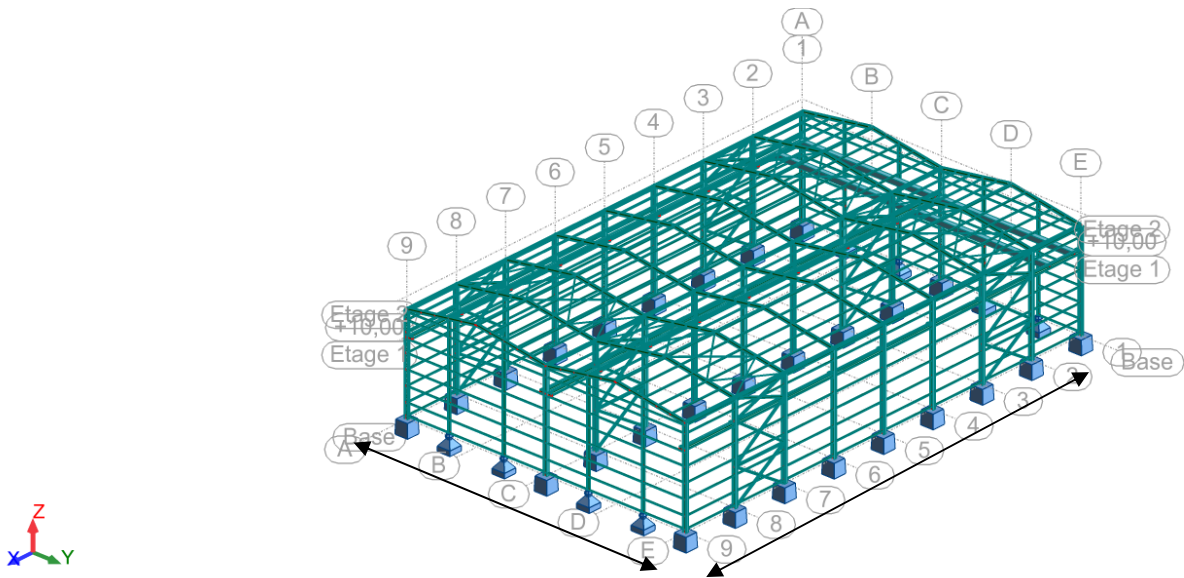
Le profilé HEA400 convient bien comme support de chemin de roulement

V. 1. Introduction

Afin d'éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme nous avons jugés une étude sismique primordiale.

De ce faite nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui menacera notre structure lors d'un séisme. Dans ce contexte nous allons calculer les efforts tranchants dus au séisme.

Les efforts tranchants trouvés seront combinés avec les surcharges d'exploitation et les charges permanentes. Nous utiliserons les résultats pour le dimensionnement de l'ossature principale de notre structure.



V-2- Choix de la méthode de calcul :

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul :

- 1 – méthode statique équivalente.
- 2 – méthode d'analyse modèle spectrale.
- 3 – méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, nommée méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions.

V-3-Méthode statique équivalente:

V-3-1-Condition d'application: (Voir article n°42 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, il est situé dans la zone sismique III : ROUIBA (ALEGER). Et il a une hauteur de 16,64 m inférieure 30. Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

V-3-2-Principe de la méthode:

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

V-3-3-Calcul de l'effort tranchant V à la base :

L'effort sismique totale appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivante : (Voir RPA 4.1 423)

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

V : effort tranchant

A : coefficient de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids de la structure

a. calcul du coefficient d'accélération de zone (A) :

Construction industrielle (Groupe d'usage 3).

Lieu d'implantation Rouïba (Alger) (Zone sismique 3)

A = 0.18

b. Calcul du facteur de qualité (Q)

| | critère Q | Sens longitudinal | Sens transversal |
|-----------------------------------|--|-------------------|------------------|
| Tableau -V-1 : Facteur de qualité | Condition minimal sur les filles porteuses | 0 | 0.05 |
| | La redondance en plan | 0.05 | 0 |
| | La régularité en plan | 0 | 0 |
| | La régularité en élévation | 0 | 0 |
| | Contrôle de qualité des matériaux | 0.05 | 0.05 |
| | Contrôle de qualité de l'exécution | 0.1 | 0.1 |

$$Q_x=1.2 \quad Q_y=1.2$$

c. Calcul du coefficient de comportement (R)

(Tableau 4-3 RPA99 / version 2003 p.42).

$$R_x = 4 \quad (\text{portique auto stables qui résiste aux forces sismiques})$$

$$R_y = 4 (\text{palées triangulées en forme de X qui reprennent les forces sismique}).$$

d. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec un coefficient d'amortissement $\xi = 5\%$ (portique en acier dense, remplissage dense)

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+5}\right)} = 1$$

T : la période fondamentale du bâtiment transversal :

$C_t=0.085$ (portique est auto stable en acier sans remplissage maçonnerie) **(RPA99 PAGE46)**

$$T_x = C_t \times (H_n)^{3/4}$$

$$H_n = 11.15 \text{ m}$$

$$T_x = 0.085 \times (11.15)^{3/4} = 0.52 \text{ s}$$

Dans le sens longitudinal :

$C_t=0.05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulés) **(RPA99 PAGE46)**

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

$$D = 48 \text{ m}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times H_n}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 11.15}{\sqrt{48}} = 0.145 \text{ s}$$

$$T = \min(T_x, T_y) = 0.145 \text{ s}$$

T2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site (RPA tableau 4.7)

Notre sol est meuble (S3) donc : **T2 = 0,50s**

On a :

$$0 < T = 0.145 \text{ s} < T_2 = 0.5$$

$$\text{Alors } D = 2.5\eta$$

e. Calcul du Poids actifs soumis au séisme (W) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Chapitre V Etude sismique

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (donnée par le tableau 4-5 RPA99 / version 2003 page 45).

$\beta = 0.50$: (Cas 4 : entrepôts, hangars)

✓ Evaluation des actions permanentes pour niveau 1 :

| WGI | Elément | type | Poids propre | Poids (kn) |
|--|---------------------|------------------------|-----------------------|------------|
| 1 ^{er} niveau : De 0 à 7.5 m | Poteau | HEA360 | 1.12kn/m | 226.8kn |
| | Poutre de roulement | HEB400 | 1.55kn/m | 297.6kn |
| | Rail | A65 | 0.435kn/m | 83.52kn |
| | Potelets | IPE270 | 0.361kn/m | 21.66kn |
| | Lisse de bardage | UAP130 | 0.1374kn/m | 120.8kn |
| | bardage | Panneaux sandwich LL35 | 0.17kn/m ² | 200.43kn |
| | Pont roulant | / | 390kn | 390kn |
| | pannes de stabilité | UUPN160 | 0.376kn/m | 32.42kn |
| | Panne sablier | HEA160 | 0.304kn/m | 54.72kn |

Tab V.2 : La charge permanente pour le niveau 1

✓ Evaluation des actions permanentes pour niveau 2 :

| WGi | Elément | type | Poids propre | Poids total |
|---|-------------------------|------------------------|-----------------------|-------------|
| 2 ^{ème} niveau : De 7.5m à 11.15 m | Poteau | HEA360 | 1.12kn/m | 75.6kn |
| | Traverse | IPE300 | 0.423kn/m | 118.063kn |
| | Potelets | IPE270 | 0.361kn/m | 9.242kn |
| | Lisses de bardage | UAP130 | 0.1374kn/m | 43.2kn |
| | Pannes | IPE160 | 0.158kn/m | 182kn |
| | Pannes sablière | HEA140 | 0.247kn/m | 35.57kn |
| | Palé de stabilité | UUPN160 | 0.376kn/m | 14.32kn |
| | Palé de contreventement | CAE 60*6 | 0.0542kn/m | 6.23kn |
| | Toiture et bardage | Panneaux sandwich LL35 | 0.17kn/m ² | 325.85kn |

Tab V.3 : La charge permanente pour le niveau 2

✓ Charges d'exploitation

Niveau1 : $W_{Q1} = 2 \times 150kn = 300kn$ 2ponts de 15t

$$W_{g1} = 1427.95kn$$

$$W_1 = 1427.95 + 0.5 \times 300 = 1578kn$$

Niveau2 : $W_{Q2} = 0 kn$

$$W_{g2} = 810.075kn$$

$$W_2 = 810.075kn$$

$$W_T = 2020.525$$

✓ Calcul de la force sismique

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W = \frac{0.18 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 2388075 = 3224KN$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R_y} \times W = \frac{0.18 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 2388075 = 3224KN$$

V.3.4. Distribution verticale de la force sismique :

Chapitre V Etude sismique

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules (4-10 et 4-11 « RPA99 /version 2003 page 47 ») :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante :

$$F_t = 0.07 \times T \times V$$

Lorsque $T < 0.7s$ elle est prise nulle ($T = 0$)

$$T_x = 0.26 < 0.7 \text{ donc } F_t = 0.$$

V doit être distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule (4-11) RPA99 /version 2003 page 47 :

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : Effort horizontal au niveau i .

h_i : Niveau du plancher considéré.

h_j : Niveau d'un plancher quelconque.

✓ Sens transversale :

Niveau 1 : $h_1 = 7.5m$

$$F_{x1} = \frac{V_x \times W_1 \times h_1}{W_1 \times h_1 + W_2 \times h_2} = \frac{3224 \times 1578 \times 7.5}{1578 \times 7.5 + 810075 \times 11.15}$$

$$F_{x1} = 182.85 \text{ KN}$$

Niveau 2 : $h_2 = 11.15m$

$$F_{x2} = \frac{V_x \times W_1 \times h_1}{W_1 \times h_1 + W_2 \times h_2} = \frac{3224 \times 1578 \times 7.5}{121045 \times 7.5 + 810075 \times 11.15}$$

$$F_{x2} = 139.55 \text{ KN}$$

✓ Sens longitudinale :

Niveau 1 : $h_1=7.5\text{m}$

$$F_{Y1} = \frac{V_Y \times W_1 \times h_1}{W_1 \times h_1 + W_2 \times h_2} = \frac{3224 \times 1578 \times 7.5}{1578 \times 7.5 + 810075 \times 11.15}$$

$$F_{Y1} = 182.85 \text{kn}$$

Niveau 2 : $h_2=11.15\text{m}$

$$F_{Y2} = \frac{V_Y \times W_1 \times h_1}{W_1 \times h_1 + W_2 \times h_2} = \frac{3224 \times 1578 \times 7.5}{121045 \times 7.5 + 810075 \times 11.15}$$

$$F_{Y2} = 139.55 \text{kn}$$

V-4-Répartition des efforts tranchants par niveau aux différents portiques :

a) Calcul du centre de gravité de l'ouvrage aux différents niveaux

Les centres de masse et de torsions sont calculés par le logiciel robotat.

✓ Centre de gravité :

Niveau 1 : $h_1 = 7.5\text{m}$

$$X_G = 13.47 \text{ m}$$

$$Y_G = 15.3 \text{ m}$$

Niveau 2 : $h_1 = 11.15\text{m}$

$$X_G = 24 \text{ m}$$

$$Y_G = 15.3 \text{ m}$$

✓ Centre de torsion :

Niveau 1 : $h_1 = 7.5\text{m}$

$$X_t = 24 \text{ m}$$

$$Y_t = 15.3 \text{ m}$$

Niveau 2 : $h_1 = 11.15\text{m}$

$$X_t = 24 \text{ m}$$

$$Y_t = 15.3 \text{ m}$$

L'excentricité réelle :

Chapitre V Etude sismique

Niveau 1 : $h_1 = 7.5\text{m}$

$$e_X = X_G - X_i$$

$$e_X = 10.53\text{m}$$

$$e_Y = Y_G - Y_i$$

$$e_Y = 0\text{m}$$

Niveau 2 : $h_1 = 11.15\text{m}$

$$e_X = 0\text{ m}$$

$$e_Y = 0\text{ m}$$

L'excentricité théorique :

Niveau 1 : $h_1 = 7.5\text{m}$

$$e_X = \max(e_X, 5\% \times L) = \max(10.53\text{m}, 2.4\text{m})$$

$$e_Y = \max(e_Y, 5\% \times l) = \max(0\text{m}, 1.53\text{m})$$

Niveau 2 : $h_1 = 11.15\text{m}$

$$e_X = \max(e_X, 5\% \times L) = \max(0\text{m}, 2.4\text{m})$$

$$e_Y = \max(e_Y, 5\% \times l) = \max(0\text{m}, 1.53\text{ m})$$

| niveaux | CDG (m) | | CDT (m) | | Excentricité réelle (m) | | Excentricité théorique (m) | |
|----------|--------------|-------------|-----------|-------------|-------------------------|----------|----------------------------|-------------|
| | X | Y | X | Y | X | Y | X | Y |
| 1 | 13.47 | 15.3 | 24 | 15.3 | 10.53 | 0 | 2.4 | 1.53 |
| 2 | 24 | 15.3 | 24 | 15.3 | 0 | 0 | 2.4 | 1.53 |

TAB VII.3 : l'excentricité maximal probable de la structure.

b) Répartitions des efforts sismiques sur différents files et portiques :

Chapitre V Etude sismique

Pour le calcul on prend comme axe de référence les axes Δy et Δx qui passe par le centre de torsion :

Le calcul des actions dans les files à chaque niveau ce fait par la formule suivante :

$$\begin{cases} K_{jx} = F_{ix} \left(\frac{I_{yj}}{\sum I_{yj}} + e_y \frac{Y_j I_{yj}}{\sum I_{yj} Y_j^2} \right) \\ K_{jy} = F_{iy} \left(\frac{I_{xj}}{\sum I_{xj}} + e_x \frac{X_j I_{xj}}{\sum I_{xj} X_j^2} \right) \end{cases}$$

Avec :

I_j : Inertie de la file de contreventement (j)

F : force sismique appliquée au centre de masse du niveau

e : excentricité

X_j : La distance entre le file de contreventement (j) et le centre de torsion (c_t).

✓ **Sens longitudinal :**

Niveau 1 : h=7.5m

$$K_{1x1} = 182.85 \times \left(\frac{9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} + 1.53 \times \left(\frac{9 \times I_z \times 15.3}{9 \times (15.3)^2 \times I_z + 9 \times (15.3)^2 \times I_z} \right) \right)$$

$$K_{1x1} = 70.1 \text{ kn}$$

$$K_{2x1} = 182.85 \times \left(\frac{9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} \right)$$

$$K_{2x1} = 60.95 \text{ kn}$$

$$K_{3x1} = 182.85 \times \left(\frac{9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} + 1.53 \times \left(\frac{9 \times I_z \times 15.3}{9 \times (15.3)^2 \times I_z + 9 \times (15.3)^2 \times I_z} \right) \right)$$

$$K_{3x1} = 70.1 \text{ kn}$$

Niveau 2 : h=11.15m

Chapitre V Etude sismique

$$K_{1X2} = 139.55 \times \left(\frac{9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} + 1.53 \times \left(\frac{9 \times I_z \times 15.3}{9 \times (15.3)^2 \times I_z + 9 \times (15.3)^2 \times I_z} \right) \right)$$

$$K_{1X2} = 53.5 \text{ kn}$$

$$K_{2X2} = 139.55 \times \left(\frac{9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} \right)$$

$$K_{2X2} = 46.52 \text{ kn}$$

$$K_{2X2} = 139.55 \times \left(\frac{9 \times I_z}{9 \times I_z \times 3} + 1.53 \times \left(\frac{9 \times I_z \times 15.3}{9 \times (15.3)^2 \times I_z + 9 \times (15.3)^2 \times I_z} \right) \right)$$

$$K_{2X2} = 53.5$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau ci-dessus :

i=désigne le niveau

| | Niveau 1 | Niveau 2 |
|----------------|----------|----------|
| K_{1Xi} (KN) | 70.1 | 53.5 |
| K_{2Xi} (KN) | 60.95 | 46.52 |
| K_{3Xi} (KN) | 70.1 | 53.5 |

✓ Sens transversal :

Niveau 1 : h=7.5m

$$K_{Ax1} = 182.85 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right)$$

$$+ 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 24}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2 \times I_y} \right) = 41.69 \text{ kn}$$

Chapitre V Etude sismique

$$K_{BX1} = 182.85 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right) + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 18}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) = 36.34 \text{ kn}$$

$$K_{CX1} = 182.85 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right) + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 12}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) = 31 \text{ kn}$$

$$K_{DX1} = 182.85 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right) + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 6}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) = 25.665 \text{ kn}$$

$$K_{EX1} = 182.85 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right) = 20.3 \text{ kn}$$

$$K_{FX1} = 182.85 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right) + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 6}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) = 25.665 \text{ kn}$$

$$K_{GX1} = 182.85 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right) + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 12}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) = 31 \text{ kn}$$

$$K_{HX1} = 182.85 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right) + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 18}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) = 36.34 \text{ kn}$$

$$K_{EX1} = 182.85 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right) + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 24}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) = 41.69 \text{ kn}$$

Niveau2:

$$K_{AX2} = 139.55 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right. \\ \left. + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 24}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) \right)$$

$$= 31.82 \text{kn}$$

$$K_{BX2} = 139.55 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right. \\ \left. + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 18}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) \right) = 27.735 \text{kn}$$

$$K_{CX2} = 139.55 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right. \\ \left. + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 12}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) \right) = 23.653 \text{kn}$$

$$K_{DX2} = 139.55 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right. \\ \left. + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 6}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) \right) = 19.57 \text{kn}$$

$$K_{EX2} = 139.55 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right) = 15.50 \text{kn}$$

$$K_{FX1} = 139.55 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right. \\ \left. + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 6}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) \right) = 19.57 \text{kn}$$

$$K_{GX1} = 139.55 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} \right. \\ \left. + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 12}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) \right) = 23.653 \text{kn}$$

Chapitre V Etude sismique

$$K_{HX1} = 139.55 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 18}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) \right) = 27.735 \text{ kn}$$

$$K_{EX1} = 139.55 \times \left(\frac{3 \times I_z}{3 \times I_z \times 9} + 10.53 \times \left(\frac{3 \times I_z \times 24}{2 \times 3 \times (24)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (18)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (12)^2 \times I_y + 2 \times 3 \times (6)^2} \right) \right) = 31.82 \text{ kn}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau ci-dessus :

i=désigne le niveau

| | Niveau 1 | Niveau 2 |
|----------------------|---------------|---------------|
| $K_{AX}(\text{kn})$ | 41.69 | 31.82 |
| $K_{BXi}(\text{kn})$ | 36.34 | 27.735 |
| $K_{CXi}(\text{kn})$ | 31 | 23.653 |
| $K_{DXi}(\text{kn})$ | 25.665 | 19.57 |
| $K_{EXi}(\text{kn})$ | 20.3 | 15.5 |
| $K_{FXi}(\text{kn})$ | 25.665 | 19.57 |
| $K_{GXi}(\text{kn})$ | 31 | 23.653 |
| $K_{HXi}(\text{kn})$ | 36.34 | 27.735 |
| $K_{IXi}(\text{kn})$ | 41.69 | 31.82 |

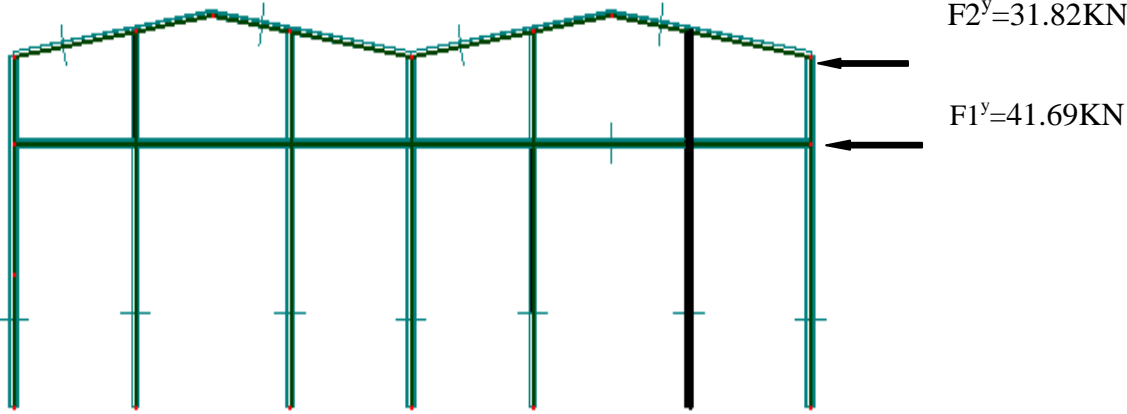


Figure V -1 : Distribution de la force sismique sur les portiques sens transversale

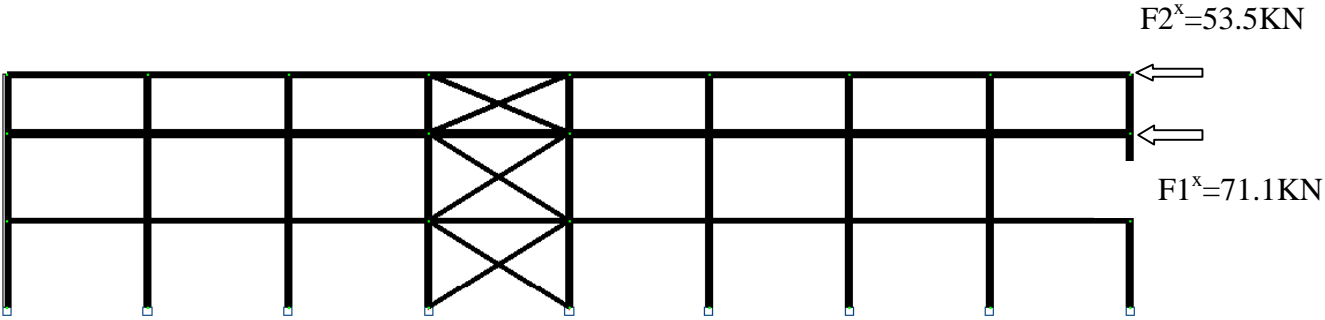


Figure V 2- : Distribution de la force sismique sur les files de stabilité sens longitudinale

V. 5. Conclusion

Chapitre V Etude sismique

Dans ce chapitre nous avons déterminé les efforts tranchants maximaux qui agiront sur notre structure lors d'un séisme.

| Hangar | Effort tranchant (KN) | | | |
|--------|-----------------------|----------|---------------|----------|
| | Suivant x - x | | Suivant y - y | |
| | Niveau 1 | Niveau 2 | Niveau 1 | Niveau 2 |
| | 41.69 | 31.82 | 70.1 | 53.5 |

D'après cette étude, nous avons conclu que l'effort sismique engendré par un éventuel séisme, est plus important que celui engendré par le vent. Pour cela on va le prendre en compte, comme effort horizontal, pour le dimensionnement des éléments structuraux.

VII-1 Introduction :

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est l'assurée par les palées de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto stable) qui reprendra tous les efforts transversaux et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. La structure est calculé sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles elle pourrait être soumise durant toute sa période d'exploitation.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres) elles servent également au calcul des assemblages.

Le calcul est effectué par le logiciel **Robot structural analyse 2014**

- **Caractéristiques de du matériau :**

| Matériau | E [kPa] | G [kPa] | NU | LX [1/°C] | RO [kN/m3] | Re [kPa] |
|--------------|-----------|----------|-----|-----------|------------|----------|
| ACIER E24 | 210000000 | 80800000 | 0,3 | 0 | 77,01 | 235000 |

Tab-VII-1 caractéristiques de du matériau

VII-2-Calcul de portique :

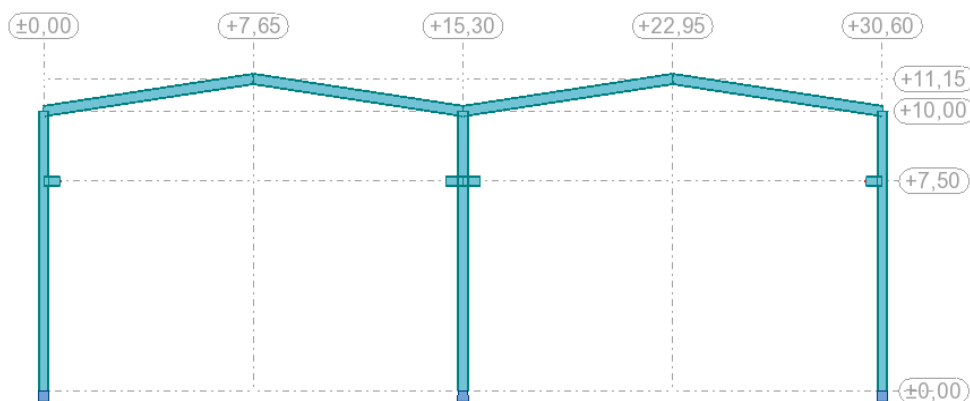


Fig -VII-1- Vue de face du portique

VII-2-1- Données géométriques des nœuds :

- Position des nœuds sur le portique

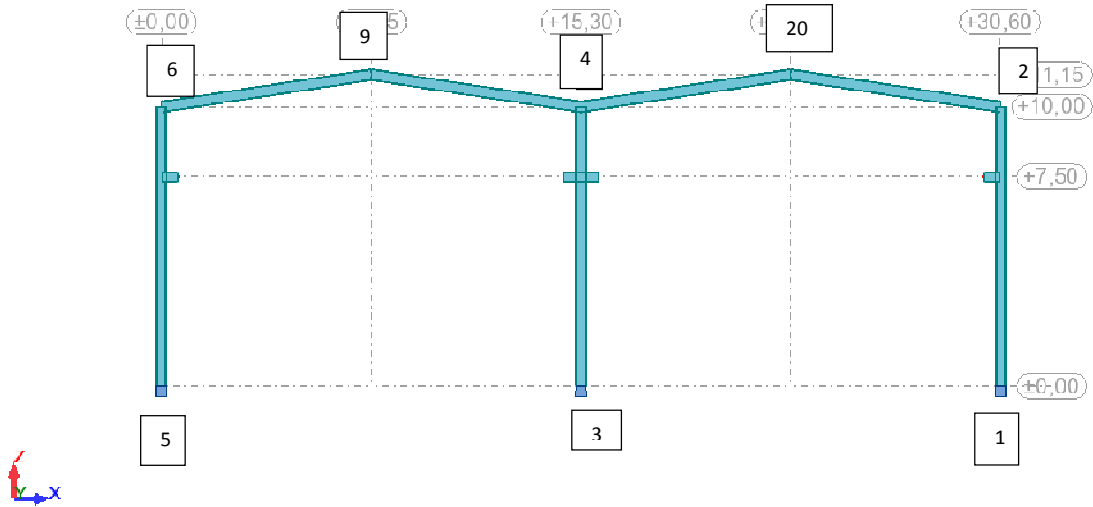


Fig -VII-2 Position des nœuds sur le portique

| nœud | X(m) | Z(m) | appuis |
|------|-------|-------|--------------|
| 1 | 30,6 | 0 | Encastrement |
| 2 | 30,6 | 10 | |
| 3 | 15,3 | 0 | Encastrement |
| 4 | 15,3 | 10 | |
| 5 | 0 | 0 | Encastrement |
| 6 | 0 | 10 | |
| 9 | 7,65 | 11,15 | |
| 11 | 0 | 7,5 | |
| 12 | 0,6 | 7,5 | |
| 13 | 15,3 | 7,5 | |
| 14 | 15,9 | 7,5 | |
| 17 | 14,7 | 7,5 | |
| 18 | 30,6 | 7,5 | |
| 19 | 30 | 7,5 | |
| 20 | 22,95 | 11,15 | |
| 21 | 0,3 | 7,5 | |
| 22 | 15 | 7,5 | |
| 23 | 30,3 | 7,5 | |
| 24 | 15,6 | 7,5 | |
| 25 | 7,5 | 11,13 | |
| 26 | 6,17 | 10,93 | |
| 27 | 4,68 | 10,7 | |
| 28 | 3,2 | 10,48 | |
| 29 | 1,72 | 10,26 | |
| 30 | 0,23 | 10,04 | |

| | | | |
|----|-------|-------|--|
| 31 | 7,8 | 11,13 | |
| 32 | 9,13 | 10,93 | |
| 33 | 10,62 | 10,7 | |
| 34 | 12,1 | 10,48 | |
| 35 | 13,58 | 10,26 | |
| 36 | 15,07 | 10,04 | |
| 37 | 23,1 | 11,13 | |
| 38 | 24,43 | 10,93 | |
| 39 | 25,92 | 10,7 | |
| 40 | 27,4 | 10,48 | |
| 41 | 28,88 | 10,26 | |
| 42 | 30,37 | 10,04 | |
| 43 | 22,8 | 11,13 | |
| 44 | 21,47 | 10,93 | |
| 45 | 19,98 | 10,7 | |
| 46 | 18,5 | 10,48 | |
| 47 | 17,02 | 10,26 | |
| 48 | 15,53 | 10,04 | |
| 49 | 0 | 9,8 | |
| 56 | 30,6 | 9,8 | |
| 57 | 0 | 9 | |
| 58 | 30,6 | 9 | |
| 61 | 0 | 6 | |
| 62 | 30,6 | 6 | |
| 63 | 0 | 4,5 | |
| 64 | 30,6 | 4,5 | |
| 65 | 0 | 3 | |
| 66 | 30,6 | 3 | |
| 67 | 0 | 1,5 | |
| 68 | 30,6 | 1,5 | |
| 69 | 0 | 0,3 | |
| 70 | 30,6 | 0,3 | |

Tab-VII-2 Position des nœuds sur le portique

VII-2-2- Données géométriques des barres :

| Barre | Noeud 1 | Noeud 2 | Section | Matériau | Longueur [m] | Type de barre | Élément de construction |
|-------|---------|---------|---------|----------|--------------|---------------|-------------------------|
|-------|---------|---------|---------|----------|--------------|---------------|-------------------------|

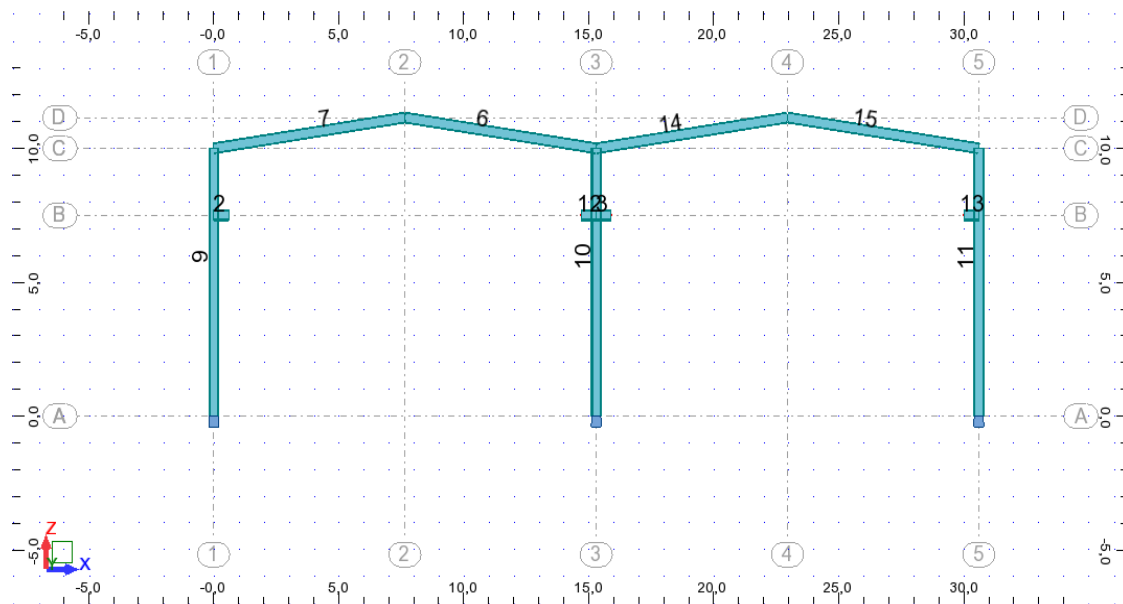


Fig -VII-2 numérotation des barres

| | | | | | | | |
|----|----|----|------------|--------------|------|----------|-------|
| 2 | 11 | 12 | HEB 400 | ACIER E24 | 0,6 | PDR | Barre |
| 3 | 13 | 14 | HEB 400 | ACIER E24 | 0,6 | PDR | Barre |
| 6 | 9 | 4 | IPE 400 | ACIER E24 | 7,74 | traverse | Barre |
| 7 | 9 | 6 | IPE 400 | ACIER E24 | 7,74 | traverse | Barre |
| 9 | 6 | 5 | HEA 400 | ACIER E24 | 10 | poteau | Barre |
| 10 | 4 | 3 | HEA 400 | ACIER E24 | 10 | Poteau | Barre |
| 11 | 2 | 1 | HEA 400 | ACIER E24 | 10 | Poteau | Barre |
| 12 | 13 | 17 | HEB 400 | ACIER E24 | 0,6 | PDR | Barre |
| 13 | 18 | 19 | HEB 400 | ACIER E24 | 0,6 | PDR | Barre |
| 14 | 4 | 20 | IPE 400 | ACIER E24 | 7,74 | traverse | Barre |
| 15 | 20 | 2 | IPE 400 | ACIER E24 | 7,74 | traverse | Barre |

• **Caractéristique des barres**

| Nom de la section | Liste des barres | AX [cm ²] | AY [cm ²] | AZ [cm ²] | IX [cm ⁴] | IY [cm ⁴] | IZ [cm ⁴] |
|-------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| IPE 400 | 6 7 14 15 | 84,46 | 51,15 | 42,69 | 51,33 | 23128,4 | 1317,82 |
| HEB 400 | 2 3 12 13 | 197,78 | 149,47 | 69,98 | 357 | 57680,5 | 10819 |
| HEA 400 | 9A11 | 158,98 | 118,18 | 57,33 | 189,76 | 45069,4 | 8563,83 |

Tab- VII-3- caractéristiques des barres

VII-3-Bilan des charges :

1. Charges permanentes :

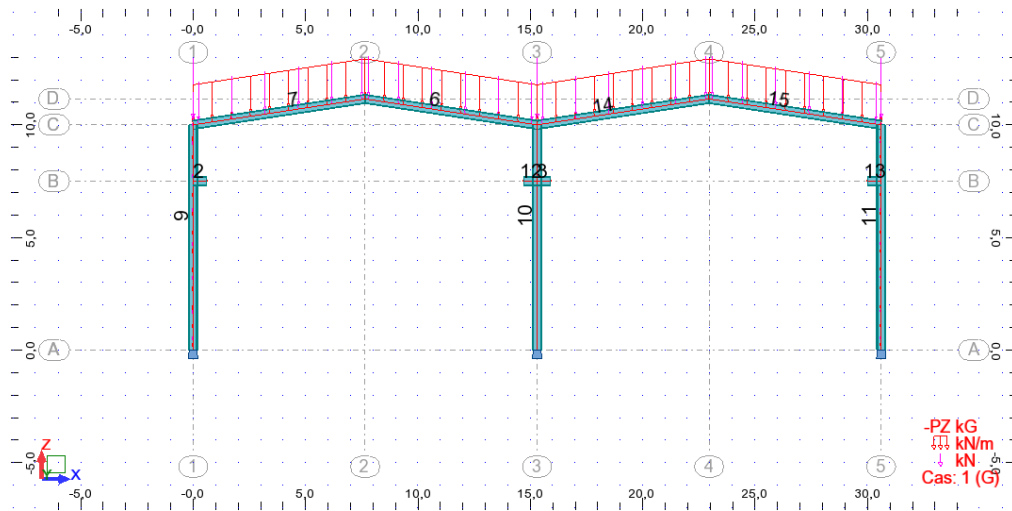


Fig -VII-3 Distribution des charges permanente

2. Charges d'exploitation (charge du pont roulant) :

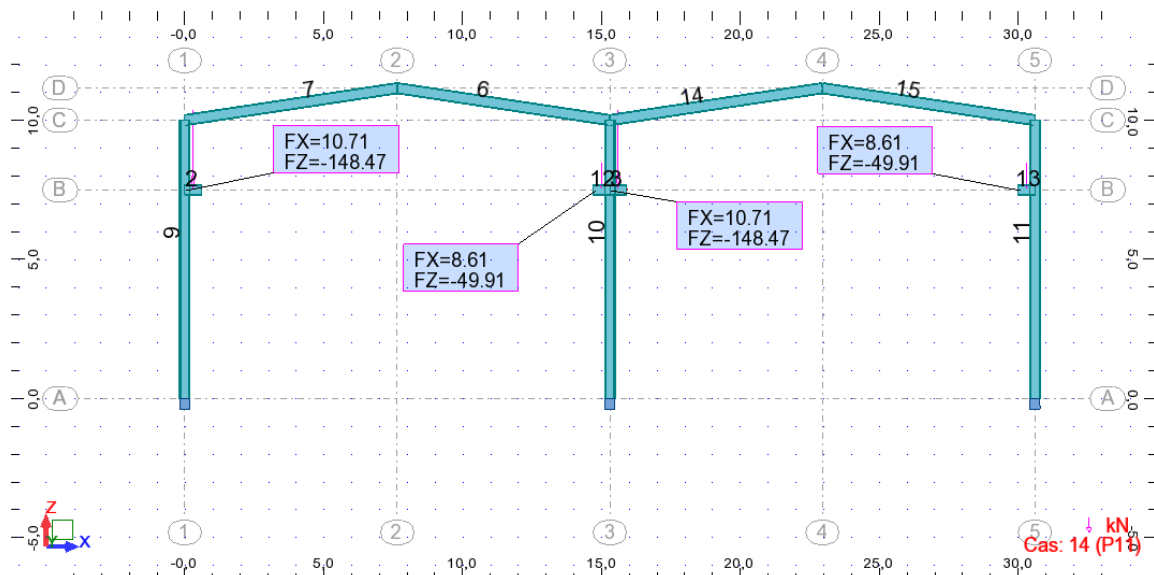


Fig -VII-4 Distribution des charges d'exploitation

3. Charges climatiques :

• Charge du vent :

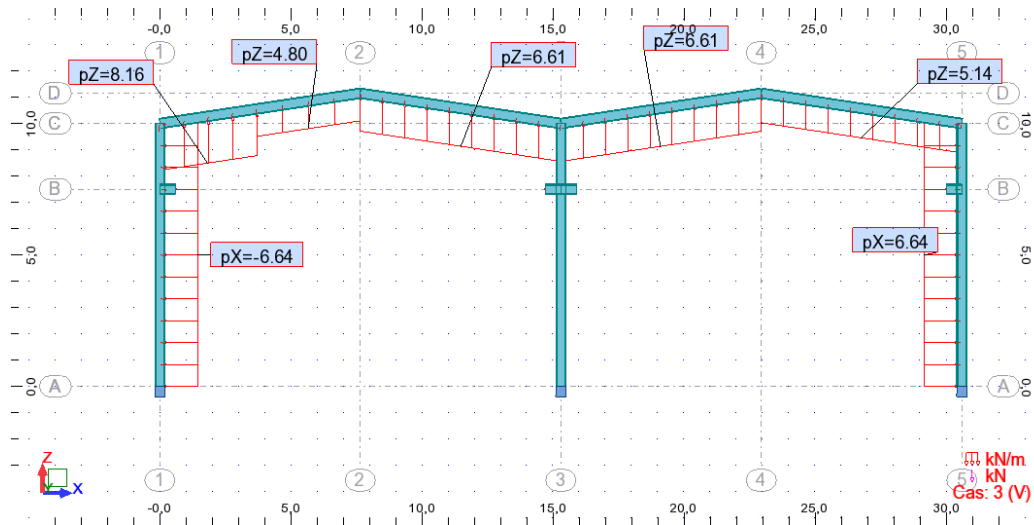


Fig -VII-5 Distribution des charges du vent sur la toiture

• Charge de neige :

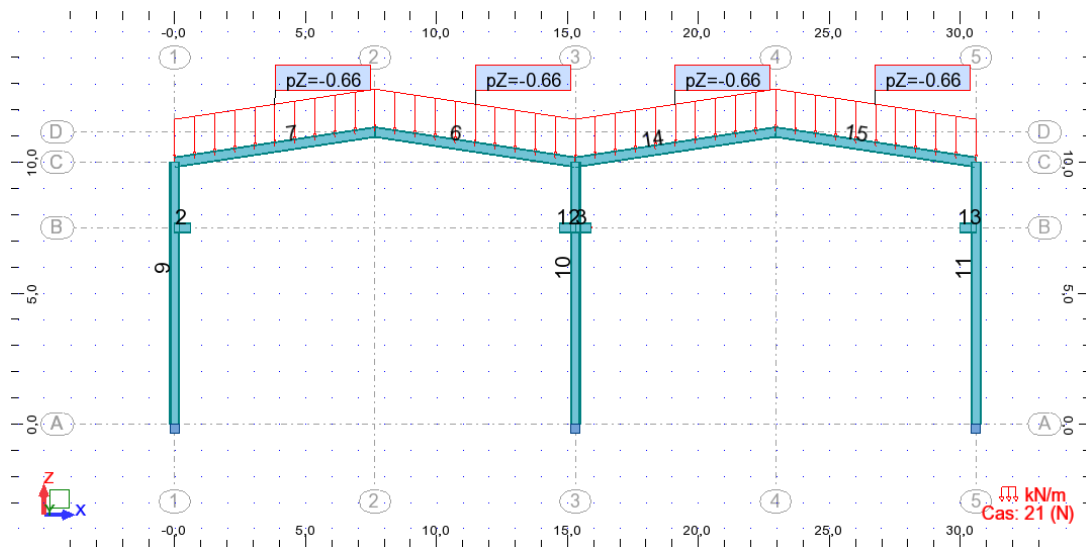


Fig VII-6 Distribution des charges de neige sur la toiture

4. Charge sismique

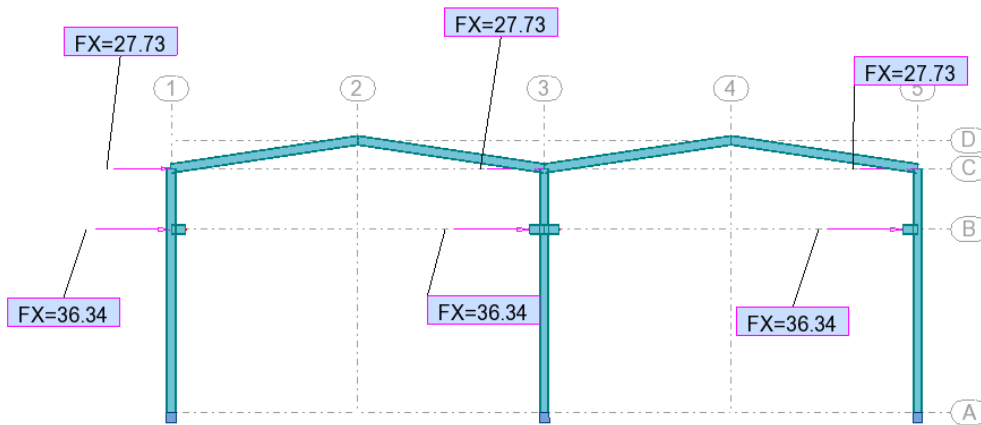


Fig VII-7 Distribution des charges sismiques sur la structure

VII-4 Combinaisons d'action :

| Combinaison | Nom | Type de la combinaison | Nature du cas |
|-----------------|--------------|------------------------|---------------|
| 30 (C) | 1.35G+1.5P4 | ELU | permanente |
| 31 (C) | 1.35G+1.5N | ELU | permanente |
| 32 (C) | G+P1 | ELS | permanente |
| 33 (C) | G+P2 | ELS | permanente |
| 34 (C) | G+P3 | ELS | permanente |
| 35 (C) | G+P4 | ELS | permanente |
| 52 (C) (CQC) | G+P1+1.2EX | ACC | sismique |
| 53 (C) (CQC) | G+P2+1.2EX | ACC | sismique |
| 54 (C) (CQC) | G+P3+1.2EX | ACC | sismique |
| 55 (C) (CQC) | G+P4+1.2EX | ACC | sismique |
| 60 (C) (CQC) | 0.8G+EX | ACC | sismique |
| 61 (C) (CQC) | 0.8G-EX | ACC | sismique |
| 66 (C) | 1.35G+1.5P7 | ELU | permanente |
| 67 (C) | 1.35G+1.5P8 | ELU | permanente |
| 68 (C) | 1.35G+1.5P9 | ELU | permanente |
| 69 (C) | 1.35G+1.5P10 | ELU | permanente |
| 70 (C) | 1.35G+1.5P11 | ELU | permanente |
| 72 (C) | 1.35G+1.5P13 | ELU | permanente |

| | | | |
|------------------|--------------|-----|------------|
| 73 (C) | 1.35G+1.5P14 | ELU | permanente |
| 74 (C) | 1.35G+1.5P15 | ELU | permanente |
| 75 (C) | 1.35G+1.5P16 | ELU | permanente |
| 76 (C) | 1.35G+1.5P17 | ELU | permanente |
| 77 (C) | 1.35G+1.5P18 | ELU | permanente |
| 78 (C) | 1.35G+1.5P19 | ELU | permanente |
| 79 (C) | 1.35G+1.5P20 | ELU | permanente |
| 80 (C) | G+P5 | ELS | permanente |
| 81 (C) | G+P6 | ELS | permanente |
| 82 (C) | G+P7 | ELS | permanente |
| 83 (C) | G+P8 | ELS | permanente |
| 84 (C) | G+P9 | ELS | permanente |
| 85 (C) | G+P10 | ELS | permanente |
| 86 (C) | G+P11 | ELS | permanente |
| 88 (C) | G+P13 | ELS | permanente |
| 89 (C) | G+P14 | ELS | permanente |
| 90 (C) | G+P15 | ELS | permanente |
| 91 (C) | G+P16 | ELS | permanente |
| 92 (C) | G+P17 | ELS | permanente |
| 93 (C) | G+P18 | ELS | permanente |
| 94 (C) | G+P19 | ELS | permanente |
| 95 (C) | G+P20 | ELS | permanente |
| 112 (C) (CQC) | G+P1+1.2EX | ACC | sismique |
| 113 (C) (CQC) | G+P2+1.2EX | ACC | sismique |
| 114 (C) (CQC) | G+P3+1.2EX | ACC | sismique |
| 115 (C) (CQC) | G+P4+1.2EX | ACC | sismique |
| 116 (C) (CQC) | G+P5+1.2EX | ACC | sismique |
| 117 (C) (CQC) | G+P6+1.2EX | ACC | sismique |
| 118 (C) (CQC) | G+P7+1.2EX | ACC | sismique |
| 139 (C) (CQC) | G+P10+1.2EX | ACC | sismique |
| 140 (C) (CQC) | G+P11+1.2EX | ACC | sismique |
| 142 (C) (CQC) | G+P13+1.2EX | ACC | sismique |
| 143 (C) | G+P14+1.2EX | ACC | sismique |

| | | | |
|------------------|-------------------|-----|------------|
| (CQC) | | | |
| 144 (C) (CQC) | G+P15+1.2EX | ACC | sismique |
| 145 (C) (CQC) | G+P16+1.2EX | ACC | sismique |
| 156 (C) (CQC) | G+P17+1.2EX | ACC | sismique |
| 157 (C) (CQC) | G+P18+1.2EX | ACC | sismique |
| 158 (C) (CQC) | G+P19+1.2EX | ACC | sismique |
| 159 (C) (CQC) | G+P20+1.2EX | ACC | sismique |
| 160 (C) | G-1.5V | ELU | permanente |
| 239 (C) | G+P11+0.6N | ELS | permanente |
| 240 (C) | G+N | ELS | permanente |
| 241 (C) | G-V | ELS | permanente |
| 242 (C) | 1.35G+1.5P11+0.9N | ELU | permanente |
| 243 (C) | 1.35G+1.5N+0.9P11 | ELU | permanente |
| 244 (C) | G+N+0.6P11 | ELS | permanente |
| 245 (C) | G+N+0.6P11 | ELS | permanente |
| 246 (C) (CQC) | G+P1-1,2EX | ACC | sismique |
| 247 (C) (CQC) | G+P2-1,2EX | ACC | sismique |
| 248 (C) (CQC) | G+P3-1,2EX | ACC | sismique |
| 249 (C) (CQC) | G+P4-1,2EX | ACC | sismique |
| 250 (C) (CQC) | G+P5-1,2EX | ACC | sismique |
| 251 (C) (CQC) | G+P6-1,2EX | ACC | sismique |
| 252 (C) (CQC) | G+P7-1,2EX | ACC | sismique |
| 253 (C) (CQC) | G+P8-1,2EX | ACC | sismique |
| 254 (C) (CQC) | G+P9-1,2EX | ACC | sismique |
| 255 (C) (CQC) | G+P10-1,2EX | ACC | sismique |
| 256 (C) (CQC) | G+P11-1,2EX | ACC | sismique |

| | | | |
|------------------|-------------|-----|------------|
| 258 (C) (CQC) | G+P13-1,2EX | ACC | sismique |
| 259 (C) (CQC) | G+P14-1,2EX | ACC | sismique |
| 260 (C) (CQC) | G+P15-1,2EX | ACC | sismique |
| 261 (C) (CQC) | G+P16-1,2EX | ACC | sismique |
| 262 (C) (CQC) | G+P17-1,2EX | ACC | sismique |
| 263 (C) (CQC) | G+P18-1,2EX | ACC | sismique |
| 264 (C) (CQC) | G+P19-1,2EX | ACC | sismique |
| 265 (C) (CQC) | G+P20-1,2EX | ACC | sismique |
| 266 (C) | G-0.5V | ELS | permanente |
| 267 (C) | G+0.2N | ELS | permanente |

Tab- VII-4 combinaison utilisées

VII-5- Réactions extrêmes par rapport au Repère global

| | FX [kN] | FZ [kN] | MY [kNm] |
|-------|------------------|---------|------------------|
| MAX | 45,3 | 518,59 | 231,88 |
| Noeud | 3 | 3 | 3 |
| Cas | 118 (C) (CQC) | 68 (C) | 118 (C) (CQC) |
| MIN | -45,3 | -98,94 | -236,81 |
| Noeud | 3 | 3 | 3 |
| Cas | 254 (C) (CQC) | 3 | 256 (C) (CQC) |

Tab-VII- 5 Valeur des réactionsextrêmes globaux

VII-6- Déplacements Extrêmes des nœuds

| Colonne1 | UX [cm] | UZ [cm] | RY [Rad] |
|----------|------------------|------------------|------------------|
| MAX | 13,5 | 1,9 | 0,017 |
| Noeud | 46 | 40 | 62 |
| Cas | 140 (C) (CQC) | 140 (C) (CQC) | 140 (C) (CQC) |

| | | | |
|-------|------------------|------------------|------------------|
| MIN | -13,1 | -3 | -0,017 |
| Noeud | 28 | 39 | 61 |
| Cas | 252 (C) (CQC) | 252 (C) (CQC) | 252 (C) (CQC) |

Tab-VII- 6 valeurs des Déplacements extrêmes globaux des nœuds.

VII-7- Les Efforts extrêmes

| Colonne1 | FX [kN] | FZ [kN] | MY [kNm] |
|----------|------------------|---------|------------------|
| MAX | 518,59 | 223,93 | 236,81 |
| Barre | 10 | 3 | 10 |
| Nœud | 3 | 13 | 3 |
| Cas | 68 (C) (CQC) | 242 (C) | 256 (C) (CQC) |
| MIN | -27,19 | -83.64 | -201.58 |
| Barre | 3 | 7 | 6 |
| Nœud | 13 | 6 | 4 |
| Cas | 254 (C) (CQC) | 160 (C) | 160 (C) |

Tab-VII- 7 valeurs des effortsextrêmes globaux des nœuds.

| Colonne1 | FX [kN] | FZ [kN] | MY [kNm] |
|----------|---------|---------|----------|
| MAX | 202,68 | 82,43 | 175,68 |
| Barre | 10 | 14 | 9 |
| Noeud | 3 | 4 | 6 |
| Cas | 160 (C) | 160 (C) | 160 (C) |
| MIN | -0,82 | -83,64 | -201,58 |
| Barre | 9 | 7 | 6 |
| Noeud | 6 | 6 | 4 |
| Cas | 270 | 160 (C) | 160 (C) |

Tab-VII- 8 Valeurs des efforts Extrêmes globaux

VII-8-Les ContrainteExtrêmes

| Colonne1 | S max [kPa] | S min [kPa] | S max(My) [kPa] | S min(My) [kPa] | Fx/Ax [kPa] |
|----------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|-------------|
| MAX | 183662,07 | 32559,99 | 174309,74 | 0 | 32619,91 |

| | | | | | |
|-------|----------|-----------|---------|------------|----------|
| Barre | 6 | 10 | 6 | 2 | 10 |
| Noeud | 4 | 3 | 4 | 11 | 3 |
| Cas | 160 (C) | 78 (C) | 160 (C) | 17 | 68 (C) |
| MIN | -4810,92 | -164957,4 | 0 | -174309,74 | -6223,37 |
| Barre | 10 | 6 | 2 | 6 | 10 |
| Noeud | 4 | 4 | 11 | 4 | 4 |
| Cas | 3 | 160 (C) | 17 | 160 (C) | 3 |

Tab-VII- 9-Valeurs des contraintes Extrêmes globales

VII-9- Flèches Extrêmes :

| Colonne1 | UX [cm] | UZ [cm] |
|----------|------------------|------------------|
| MAX | 0 | 1,8 |
| Barre | 10 | 11 |
| Cas | 68 (C) | 251 (C) (CQC) |
| MIN | 0 | -1,8 |
| Barre | 14 | 11 |
| Cas | 256 (C) (CQC) | 140 (C) (CQC) |

Tab-VII- 9-Valeurs des flèches Extrêmes globales

VII-10-Note de calcul détaillé donné par robot:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE:2 POUTRE DE ROULEMENT

POINT:1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 70 1.35G+1.5P11 1*1.35+14*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

| | | | |
|--------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|
| $h=40.0$ cm | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ | |
| $b=30.0$ cm | $A_y=157.55$ cm ² | $A_z=69.98$ cm ² | $A_x=197.78$ cm ² |
| $t_w=1.4$ cm | $I_y=57680.50$ cm ⁴ | $I_z=10819.00$ cm ⁴ | $I_x=357.00$ cm ⁴ |
| $t_f=2.4$ cm | $W_{ply}=3231.74$ cm ³ | $W_{plz}=1104.04$ cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | |
|-------------------------|-----------------------------|------------------------|
| $N_{y,Ed} = -16.07$ kN | $M_{y,Ed} = -67.18$ kN*m | |
| $N_{t,Rd} = 4647.83$ kN | $M_{y,pl,Rd} = 759.46$ kN*m | |
| | $M_{y,c,Rd} = 759.46$ kN*m | $V_{z,Ed} = 223.93$ kN |
| | $M_{N,y,Rd} = 759.46$ kN*m | $V_{z,c,Rd} = 949.47$ |

kN

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{y,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.2.6.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé

**Déplacements**

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 0.6 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 80 G+P5 (1+7)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 0.6 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 3 POUTRE DE ROULEMENT

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 70 1.35G+1.5P11 1*1.35+14*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

$$h=40.0 \text{ cm}$$

$$gM0=1.00$$

$$gM1=1.00$$

$$b=30.0 \text{ cm}$$

$$A_y=157.55 \text{ cm}^2$$

$$A_z=69.98 \text{ cm}^2$$

$$A_x=197.78 \text{ cm}^2$$

$$t_w=1.4 \text{ cm}$$

$$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$$

$$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$$

$$I_x=357.00 \text{ cm}^4$$

$$t_f=2.4 \text{ cm}$$

$$W_{ply}=3231.74 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz}=1104.04 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{,Ed} = -16.07 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -67.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{t,Rd} = 4647.83 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 759.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,c,Rd} = 759.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{N,y,Rd} = 759.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 223.93 \text{ kN}$$

$$V_{z,c,Rd} = 949.47$$

kN

Classe de la section =

1

 **PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y:

 en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.2.6.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES

 *Flèches* Non analysé

 *Déplacements*

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 0.6 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 84 G+P9 (1+13)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 0.6 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 6 TRAVERSE

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00

L = 7.74 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 160 G-1.5V 1*1.00+3*-1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

| | | | |
|--------------|-----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|
| $h=40.0$ cm | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ | |
| $b=18.0$ cm | $A_y=55.99$ cm ² | $A_z=42.69$ cm ² | $A_x=84.46$ cm ² |
| $t_w=0.9$ cm | $I_y=23128.40$ cm ⁴ | $I_z=1317.82$ cm ⁴ | $I_x=51.33$ cm ⁴ |
| $t_f=1.4$ cm | $W_{ply}=1307.15$ cm ³ | $W_{plz}=229.00$ cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | |
|-------------------------|-------------------------------|------------------------|
| $N_{,Ed} = 78.99$ kN | $M_{y,Ed} = -201.58$ kN*m | |
| $N_{c,Rd} = 1984.81$ kN | $M_{y,Ed,max} = -201.58$ kN*m | |
| $N_{b,Rd} = 1131.71$ kN | $M_{y,c,Rd} = 307.18$ kN*m | $V_{z,Ed} = -83.22$ kN |
| | $M_{N,y,Rd} = 307.18$ kN*m | $V_{z,c,Rd} = 579.22$ |

kN

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

| | |
|---------------------|--------------------|
| $L_y = 7.74$ m | $L_{am_y} = 0.25$ |
| $L_{cr,y} = 3.87$ m | $X_y = 0.99$ |
| $L_{am_y} = 23.37$ | $k_{yy} = 0.71$ |



en z:

| | |
|---------------------|--------------------|
| $L_z = 7.74$ m | $L_{am_z} = 1.04$ |
| $L_{cr,z} = 3.87$ m | $X_z = 0.57$ |
| $L_{amz} = 97.92$ | $k_{zy} = 0.37$ |

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.66 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.14 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 23.37 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 97.92 < \lambda_{z,max} = 210.00$

STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.50 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.31 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x,max} = L/100.00 = 7.7 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 89 G+P14 (1+18)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/100.00 = 7.7 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 7 TRAVERSE

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00

L = 7.74 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 160 G-1.5V 1*1.00+3*-1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=18.0 cm

A_y=55.99 cm²

A_z=42.69 cm²

A_x=84.46 cm²

tw=0.9 cm

I_y=23128.40 cm⁴

I_z=1317.82 cm⁴

I_x=51.33 cm⁴

tf=1.4 cm Wply=1307.15 cm³ Wplz=229.00 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 79.05 kN My,Ed = -175.68 kN*m
 Nc,Rd = 1984.81 kN My,Ed,max = -175.68 kN*m
 Nb,Rd = 1131.71 kN My,c,Rd = 307.18 kN*m Vz,Ed = -83.64 kN
 MN,y,Rd = 307.18 kN*m Vz,c,Rd = 579.22 kN

kN

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 7.74 m Lam_y = 0.25
 Lcr,y = 3.87 m Xy = 0.99
 Lamy = 23.37 kyy = 0.70



en z:

Lz = 7.74 m Lam_z = 1.04
 Lcr,z = 3.87 m Xz = 0.57
 Lamz = 97.92 kzy = 0.36

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My,Ed/My,c,Rd = 0.57 < 1.00 (6.2.5.(1))
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.14 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 23.37 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 97.92 < Lambda,max = 210.00
 STABLE

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.28 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

vx = 0.1 cm < vx max = L/100.00 = 7.7 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 84 G+P9 (1+13)*1.00

vy = 0.0 cm < vy max = L/100.00 = 7.7 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00

Profil correct !!!

 CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 9 Poteau

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00

L = 10.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 117 G+P6+1.2EX (1+11)*1.00+26*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=126.20 cm²

Az=57.33 cm²

Ax=158.98 cm²

tw=1.1 cm

Iy=45069.40 cm⁴

Iz=8563.83 cm⁴

Ix=189.76 cm⁴

tf=1.9 cm

Wply=2561.80 cm³

Wplz=872.86 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 205.17 kN

My,Ed = -224.42 kN*m

Nc,Rd = 3736.03 kN

My,Ed,max = -224.42 kN*m

Nb,Rd = 2873.64 kN

My,c,Rd = 602.02 kN*m

Vz,Ed = -2.56 kN

MN,y,Rd = 602.02 kN*m

Vz,c,Rd = 777.84

kN

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$L_y = 10.00 \text{ m}$

$\lambda_{m,y} = 0.32$

$L_{cr,y} = 5.00 \text{ m}$

$X_y = 0.97$

$\lambda_{m,y} = 29.70$

$k_{yy} = 0.78$



en z:

$L_z = 10.00 \text{ m}$

$\lambda_{m,z} = 0.73$

$L_{cr,z} = 5.00 \text{ m}$

$X_z = 0.77$

$\lambda_{m,z} = 68.13$

$k_{zy} = 0.40$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 29.70 < \lambda_{m,max} = 210.00$

$\lambda_{m,z} = 68.13 < \lambda_{m,max} = 210.00$

STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches** Non analysé**Déplacements**

$v_x = 1.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 10.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 82 G+P7 (1+10)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 10.0 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 10 Poteau**POINT:** 3**COORDONNEE:** x = 1.00**L = 10.00 m**

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 68 1.35G+1.5P9 1*1.35+13*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400**

| | | | |
|-------------|-----------------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| $h=39.0$ cm | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ | |
| $b=30.0$ cm | $A_y=126.20$ cm ² | $A_z=57.33$ cm ² | $A_x=158.98$ cm ² |
| $tw=1.1$ cm | $I_y=45069.40$ cm ⁴ | $I_z=8563.83$ cm ⁴ | $I_x=189.76$ cm ⁴ |
| $tf=1.9$ cm | $W_{ply}=2561.80$ cm ³ | $W_{plz}=872.86$ cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | |
|-------------------------|------------------------------|-----------------------|
| $N_{,Ed} = 518.59$ kN | $M_{y,Ed} = 130.79$ kN*m | |
| $N_{c,Rd} = 3736.03$ kN | $M_{y,Ed,max} = 130.79$ kN*m | |
| $N_{b,Rd} = 1348.57$ kN | $M_{y,c,Rd} = 602.02$ kN*m | $V_{z,Ed} = 26.41$ kN |
| | $M_{N,y,Rd} = 602.02$ kN*m | $V_{z,c,Rd} = 777.84$ |

kN

Classe de la section =

1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

| | |
|----------------------|-------------------|
| $L_y = 10.00$ m | $L_{am,y} = 0.63$ |
| $L_{cr,y} = 10.00$ m | $X_y = 0.88$ |
| $L_{am,y} = 59.39$ | $k_{yy} = 0.73$ |



en z:

| | |
|----------------------|-------------------|
| $L_z = 10.00$ m | $L_{am,z} = 1.45$ |
| $L_{cr,z} = 10.00$ m | $X_z = 0.36$ |
| $L_{am,z} = 136.25$ | $k_{zy} = 0.33$ |

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.14 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.22 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 59.39 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 136.25 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$$v_x = 2.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 86 G+P11 (1+14)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 11 Poteau

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00

L = 10.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 70 1.35G+1.5P11 1*1.35+14*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

| | | | |
|-----------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| b=30.0 cm | Ay=126.20 cm ² | Az=57.33 cm ² | Ax=158.98 cm ² |
| tw=1.1 cm | Iy=45069.40 cm ⁴ | Iz=8563.83 cm ⁴ | Ix=189.76 cm ⁴ |
| tf=1.9 cm | Wply=2561.80 cm ³ | Wplz=872.86 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | |
|--------------------|-------------------------|---------------------|
| N,Ed = 146.66 kN | My,Ed = 157.79 kN*m | |
| Nc,Rd = 3736.03 kN | My,Ed,max = 157.79 kN*m | |
| Nb,Rd = 2873.64 kN | My,c,Rd = 602.02 kN*m | Vz,Ed = 30.03 kN |
| | MN,y,Rd = 602.02 kN*m | Vz,c,Rd = 777.84 kN |

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

| | |
|----------------|--------------|
| Ly = 10.00 m | Lam_y = 0.32 |
| Lcr,y = 5.00 m | Xy = 0.97 |
| Lamy = 29.70 | kyy = 0.67 |



en z:

| | |
|----------------|--------------|
| Lz = 10.00 m | Lam_z = 0.73 |
| Lcr,z = 5.00 m | Xz = 0.77 |
| Lamz = 68.13 | kzy = 0.35 |

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

| |
|---|
| $N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1)) |
| $My,Ed/My,c,Rd = 0.26 < 1.00$ (6.2.5.(1)) |
| $Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.04 < 1.00$ (6.2.6.(1)) |

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

| | |
|--|--|
| $\Lambda_{y} = 29.70 < \Lambda_{max} = 210.00$ | $\Lambda_{z} = 68.13 < \Lambda_{max} = 210.00$ |
|--|--|

STABLE

| |
|--|
| $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.22 < 1.00$ (6.3.3.(4)) |
| $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.14 < 1.00$ (6.3.3.(4)) |

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$v_x = 2.1 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 10.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 86 G+P11 (1+14)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 10.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 12 POUTRE DE ROULEMENT

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 66 1.35G+1.5P7 1*1.35+10*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400

| | | | |
|---------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------|
| $h=40.0 \text{ cm}$ | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ | |
| $b=30.0 \text{ cm}$ | $A_y=157.55 \text{ cm}^2$ | $A_z=69.98 \text{ cm}^2$ | $A_x=197.78 \text{ cm}^2$ |
| $tw=1.4 \text{ cm}$ | $I_y=57680.50 \text{ cm}^4$ | $I_z=10819.00 \text{ cm}^4$ | $I_x=357.00 \text{ cm}^4$ |
| $tf=2.4 \text{ cm}$ | $W_{ply}=3231.74 \text{ cm}^3$ | $W_{plz}=1104.04 \text{ cm}^3$ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | |
|---------------------------------|--|--------------------------------|
| $N_{,Ed} = -16.06 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed} = -67.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | |
| $N_{t,Rd} = 4647.83 \text{ kN}$ | $M_{y,pl,Rd} = 759.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | |
| | $M_{y,c,Rd} = 759.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,Ed} = 223.93 \text{ kN}$ |
| | $M_{N,y,Rd} = 759.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,c,Rd} = 949.47$ |

kN

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches Non analysé**Déplacements*

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 0.6 \text{ cm}$$

Vérifié

*Cas de charge décisif: 80 G+P5 (1+7)*1.00*

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 0.6 \text{ cm}$$

Vérifié

*Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00**Profil correct !!!*

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: **13 POUTRE DE ROULEMENT**POINT: **1**COORDONNEE: **x = 0.00 L = 0.00 m**

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 67 1.35G+1.5P8 1*1.35+12*1.50*

MATERIAU:ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 400**

| | | | |
|--------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|
| $h=40.0$ cm | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ | |
| $b=30.0$ cm | $A_y=157.55$ cm ² | $A_z=69.98$ cm ² | $A_x=197.78$ cm ² |
| $t_w=1.4$ cm | $I_y=57680.50$ cm ⁴ | $I_z=10819.00$ cm ⁴ | $I_x=357.00$ cm ⁴ |
| $t_f=2.4$ cm | $W_{ply}=3231.74$ cm ³ | $W_{plz}=1104.04$ cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | |
|-------------------------|------------------------------|------------------------|
| $N_{y,Ed} = 16.07$ kN | $M_{y,Ed} = -67.18$ kN*m | |
| $N_{c,Rd} = 4647.83$ kN | $M_{y,Ed,max} = -67.18$ kN*m | |
| $N_{b,Rd} = 4647.83$ kN | $M_{y,c,Rd} = 759.46$ kN*m | $V_{z,Ed} = 223.93$ kN |
| | $M_{N,y,Rd} = 759.46$ kN*m | $V_{z,c,Rd} = 949.47$ |

kN

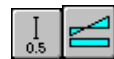
Classe de la section =

1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

| | |
|---------------------|-----------------|
| $L_y = 0.60$ m | $Lam_y = 0.02$ |
| $L_{cr,y} = 0.30$ m | $X_y = 1.00$ |
| $Lam_y = 1.76$ | $k_{yy} = 0.79$ |



en z:

| | |
|---------------------|-----------------|
| $L_z = 0.60$ m | $Lam_z = 0.04$ |
| $L_{cr,z} = 0.30$ m | $X_z = 1.00$ |
| $Lam_z = 4.06$ | $k_{zy} = 0.41$ |

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

| |
|---|
| $N_{y,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1)) |
| $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.5.(1)) |
| $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.2.6.(1)) |

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

| | |
|---|---|
| $Lambda_y = 1.76 < Lambda_{max} = 210.00$ | $Lambda_z = 4.06 < Lambda_{max} = 210.00$ |
|---|---|

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.04 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches** Non analysé**Déplacements**

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/100.00 = 0.6 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 83 G+P8 (1+12)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/100.00 = 0.6 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 14 TRAVERSE**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00

L = 0.00 m

CHARGEMENTS:**Cas de charge décisif:** 160 G-1.5V 1*1.00+3*-1.50**MATERIAU:**ACIER E24 $f_y = 235000.00 \text{ kPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400**

| | | | |
|-----------|------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| h=40.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=18.0 cm | Ay=55.99 cm ² | Az=42.69 cm ² | Ax=84.46 cm ² |
| tw=0.9 cm | Iy=23128.40 cm ⁴ | Iz=1317.82 cm ⁴ | Ix=51.33 cm ⁴ |
| tf=1.4 cm | Wply=1307.15 cm ³ | Wplz=229.00 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{y,Ed} = 77.83 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -196.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{c,Rd} = 1984.81 \text{ kN}$ $M_{y,Ed,max} = -196.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{b,Rd} = 1131.71 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 82.43 \text{ kN}$
 $M_{N,y,Rd} = 307.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,c,Rd} = 579.22$
 kN

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.74 \text{ m}$ $\lambda_{m,y} = 0.25$
 $L_{cr,y} = 3.87 \text{ m}$ $X_y = 0.99$
 $\lambda_{m,y} = 23.37$ $k_{yy} = 0.71$



en z:

$L_z = 7.74 \text{ m}$ $\lambda_{m,z} = 1.04$
 $L_{cr,z} = 3.87 \text{ m}$ $X_z = 0.57$
 $\lambda_{m,z} = 97.92$ $k_{zy} = 0.37$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{y,Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.64 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.14 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 23.37 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 97.92 < \lambda_{m,max} = 210.00$
 STABLE

$N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{c,Rd}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rd}/\gamma_{M1}) = 0.49 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{y,Ed}/(X_z \cdot N_{c,Rd}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rd}/\gamma_{M1}) = 0.30 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 7.7 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 82 G+P7 (1+10)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 7.7 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00

Profil correct !!!

 CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 15 TRAVERSE

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00

L = 7.74 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 160 G-1.5V 1*1.00+3*-1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235000.00$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

| | | | |
|-----------|------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| h=40.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=18.0 cm | Ay=55.99 cm ² | Az=42.69 cm ² | Ax=84.46 cm ² |
| tw=0.9 cm | Iy=23128.40 cm ⁴ | Iz=1317.82 cm ⁴ | Ix=51.33 cm ⁴ |
| tf=1.4 cm | Wply=1307.15 cm ³ | Wplz=229.00 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | |
|--------------------|--------------------------|-------------------|
| N,Ed = 75.96 kN | My,Ed = -165.46 kN*m | |
| Nc,Rd = 1984.81 kN | My,Ed,max = -165.46 kN*m | |
| Nb,Rd = 1131.71 kN | My,c,Rd = 307.18 kN*m | Vz,Ed = -69.96 kN |
| | MN,y,Rd = 307.18 kN*m | Vz,c,Rd = 579.22 |

kN

Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$$L_y = 7.74 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 3.87 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 23.37$$

$$\lambda_{my} = 0.25$$

$$X_y = 0.99$$

$$k_{yy} = 0.69$$



en z:

$$L_z = 7.74 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 3.87 \text{ m}$$

$$L_{amz} = 97.92$$

$$\lambda_{mz} = 1.04$$

$$X_z = 0.57$$

$$k_{zy} = 0.36$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.54 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 23.37 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{mz} = 97.92 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches** Non analysé**Déplacements**

$$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/100.00 = 7.7 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 82 G+P7 (1+10)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/100.00 = 7.7 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 32 G+P1 (1+4)*1.00**Profil correct !!!**

VI-1-Introduction :

Les stabilités ont pour fonctions principales de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage tel que : vent, freinage des ponts roulants, effets de séisme, chocs, etc.

L'importance des stabilités est très grande, elles représentent le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage.

VI-2- Calcul de la poutre au vent :

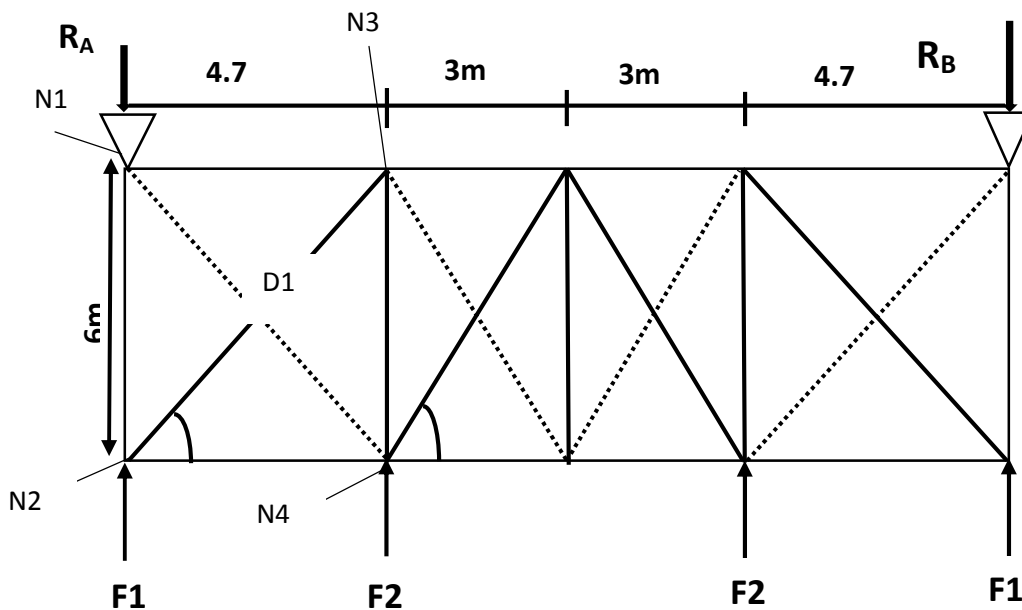


Figure VI-1 : schéma de laPoutre au vent

VI-2-1- Les forces agissant sur la poutre au vent :

$$F_i = S_i \times W + \frac{F_r}{n}$$

N : nombre de neoudsn=10

F_r : force de frottement

F_r=53.47 KN

$W = -1.058 \text{ KN/m}^2$

$F_1 = (10/2)(4.7/2)(1.058) + 53.47/10 = 17.78 \text{ KN}$ $F_1 = 17.78 \text{ KN}$

$F_2 = (10.7/2)(4.7/2 + 3)(1.058) + 53.47/10 = 35.63 \text{ KN}$ $F_2 = 35.63 \text{ KN}$

- Réactions :

$R_A = R_B = (2F_1 + 2F_2)/2 = 53.41 \text{ KN}$ $R = 53.41 \text{ KN}$

- Calcul des efforts internes :

Par la méthode des nœuds, on établit l'effort dans les diagonales :

On a :

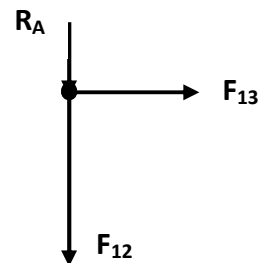
$\alpha_1 = \arctg \frac{6}{4.7} = 51.93^\circ$; $\alpha_2 = \arctg \frac{6}{3} = 63.43^\circ$

Nœuds 1:

$\sum F/X = 0 \rightarrow F_{13} = 0$

$\sum F/Y = 0 \rightarrow -R_A - F_{12} = 0 \rightarrow F_{12} = 53.41 \text{ KN}$

Donc on va changer le sens de F_{12} .



Nœud 2 :

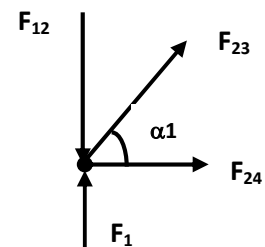
$\sum F/X = 0 \rightarrow F_{24} + F_{23} \cos \alpha_1 = 0 \rightarrow F_{24} = -F_{23} \cos \alpha_1$

$\sum F/Y = 0 \rightarrow F_1 - F_{12} + F_{23} \sin \alpha_1 = 0 \rightarrow F_{23} = (F_{12} - F_1) / \sin \alpha_1$

$F_{23} = (53.41 - 17.78) / \sin 51.93 = 45.26 \text{ KN}$

$F_{23} = 45.26 \text{ KN} \rightarrow F_{24} = -27.91 \text{ KN}$

Donc on va changer le sens de F_{24}

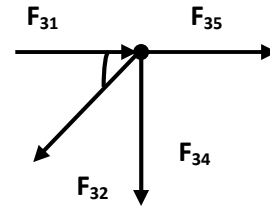


Nœud 3:

$$\sum F/X=0 \rightarrow F_{31}+F_{35}-F_{32} \cos\alpha_1=0 \rightarrow F_{35}=\mathbf{27.91KN}$$

$$\sum F/Y=0 \rightarrow -F_{34}-F_{32}\sin\alpha_1=0 \rightarrow F_{34}=\mathbf{-35.63KN}$$

Donc on va changer le sens de F_{34}



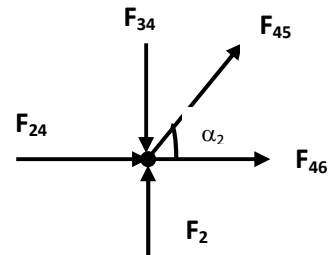
Nœud 4: $\alpha_2=63.43^\circ$

$$\sum F/X=0 \rightarrow F_{24}+F_{46}+F_{45} \cos\alpha_2=0$$

$$\sum F/Y=0 \rightarrow F_2-F_{34}+F_{45}\sin\alpha_2=0 \rightarrow F_{45}=F_{34}-F_2/\sin\alpha_2=0KN$$

$$F_{45}=0 KN \rightarrow F_{46}=\mathbf{-27.91KN}$$

Donc on va changer le sens de F_{46}



| Nœuds | Barres | sens | Valeur de F (KN) |
|-------|--------|------|------------------|
| 1 | 13 | / | 0 |
| | 12 | - | 53.41 |
| 2 | 23 | + | 45.26 |
| | 24 | - | 27.91 |
| 3 | 34 | - | 35.63 |
| | 35 | + | 27.91 |
| 4 | 45 | / | 0 |
| | 46 | - | 45.6 |

Tableau-VI-1- les efforts internes dans les barres

La diagonale la plus sollicitée est **D1**, avec $F_{23}=\mathbf{45.26Kn}$

Donc :

$$N_{sd}=1.5 \times 45.26=67.89KN \rightarrow N_{sd}=67.89KN$$

a) section de la diagonale:

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

D'où:

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{67.89 \times 1.1}{23.5} = \mathbf{3.18cm^2}$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 50x50x6 avec un boulon de 12mm et un trou de 13mm

Soit **50x50x6** ($A=5.69\text{cm}^2$)

Section nette : $A_{\text{net}}=5.69-0.6 \times 1.3=4.91\text{cm}^2$ $A_{\text{net}}=4.91\text{cm}^2$

VI-2-2- Vérification des diagonales a la traction :

Condition à vérifier est : $N_{\text{sd}} \leq N_{\text{Rd}}$

$$N_{\text{Rd}} = \min(N_{\text{PL}}; N_{\text{u}})$$

$\gamma_{\text{M0}}=1.1$; section brute de classe (1, 2,3)

$\gamma_{\text{M2}}=1.25$; Section nettes au droit des trous

$F_y=23.5\text{KN/cm}^2$ et $f_u=36\text{KN/cm}^2$

$$N_{\text{pl}} = \frac{A f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{5.69 \times 23.5}{1.1} = 121.56\text{KN}$$

$$N_{\text{U}} = 0.9 \times A_{\text{Net}} \times \frac{f_{\text{U}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0.9 \times 4.91 \times \frac{36}{1,25} = 127.27\text{K}$$

$N_{\text{Rd}}=104.89\text{KN} \geq N_{\text{sd}}=67.89\text{KN}$... vérifier

Conclusion:

La cornière isolée de **50x50x6** convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VI-2-3- Vérification de la panne intermédiaire:

Les montants e la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne a la flexion bi-axiale.

On propose IPE180 pour vérifier la panne.

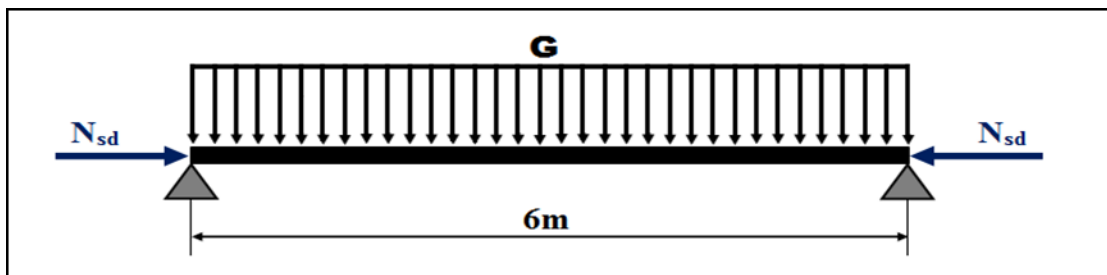


Figure.VI-2- : la panne intermédiaire IPE180

VI-2-3-1- Vérification a la flexion composée :

Vérification de la section a la résistance

Sections de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{Ny.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{Nz.Rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

B=5n et $\alpha = 2$ avec $\beta \geq 1.0$

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right]$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f$$

$$a = \min(A_w/A; 0.5) \quad \text{avec } A_w = A - 2b \cdot t_f$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}}; N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}; M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; M_{plz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

- **Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire :**

1. Flexion déviée :

$$G = 0.17(1.92) + 0.426 = 0.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Neige : } S_n = 0.11(1.92) = 0.21 \text{ KN/m}$$

2. Compression: V=F₂=35.63KN

- **Combinaison de charge:**

$$1.35G + 1.35S_n + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35S_n$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35(0.75 + 0.21) = 1.3 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z.sd} = 1.3 \cos 8.53 = 1.29 \text{ KN/m}$$

$$Q_{y.sd} = 1.3 \sin 8.53 = 0.20 \text{ KN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1.29 \times 6^2}{8} = 5.8 \text{ KN. m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{0.20 \times 3^2}{8} = 0.22 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35F_2 = 1.35 \times 35.63 = 48.10 \text{ KN}$$

- **Caractéristique géométrique d'IPE180:**

$$W_{el,y} = 146 \text{ cm}^3; W_{el,z} = 22.2 \text{ cm}^3; W_{pl,y} = 166 \text{ cm}^3; W_{pl,z} = 34.6 \text{ cm}^3; A = 23.9 \text{ cm}^2$$

$$M_{pl,y.Rd} = 35.46 \text{ KN.m}; M_{pl,z.Rd} = 7.39 \text{ Kn.m}; N_{pl.Rd} = 510.59 \text{ Kn}$$

- **Incidence de l'effort tranchant:**

A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

- **Incidence de l'effort normal :**

Si $N_{sd} \leq \text{Min}(0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M0})$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times 510.59 = 127.65 \text{ Kn}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 934 \text{ mm}^2 = 9.34 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 9.34 \times 2350 / 1.1 = 99.77 \text{ KN} \rightarrow N_{sd} < 99.77 \text{ KN}$$

Donc y'aura pas d'interaction entre le moment et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.rd}$$

$$M_{nz.Rd} = M_{plz.Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

$$\text{Où : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n = 5 \frac{48.10}{127.64} = 1.88 > 1$$

$$(5.8/35.46)^2 + (0.22/7.39)^{1.88} = 0.05 < 1 \quad \text{ok}$$

VI-2-3-2- Vérification de la panne au flambement :

Il faut vérifier la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

- Combinaison a l'ELU

G-1.5W

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1.5w$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1.5V$$

Avec :

G=0.75KN/m charge permanente

W=-3.47KN/m W : vent de soulèvement

V=35.63KN (F₂)

- Charge de flexion :

$$Q_{z.sd} = G \cos 8.53 - 1.5W = -4.46 \text{KN/m} \uparrow \text{ (soulèvement)}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin 8.53 = 1.35 \times 0.75 \sin 8.53 = 0.16 \text{KN/m}$$

$$M_{y.sd} = Q_{z.sd} \times l^2 / 8 = 20.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = Q_{y.sd} \times (l/2)^2 / 8 = 0.18 \text{KN.m}$$

- Charge de compression

$$N_{sd} = 1.5V = 1.5 \times 35.63 = 53.44 \text{KN}$$

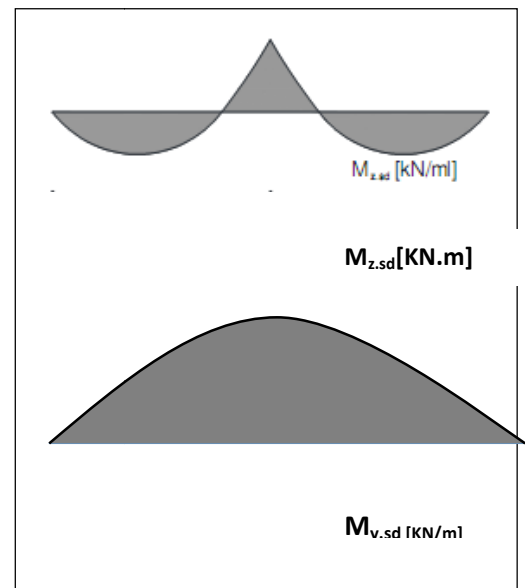
Calcul de $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$:

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon \text{ avec } \epsilon = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_y = l_y / i_y = 600 / 7.42 = 80.86 \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_a}}{\lambda_1} \rightarrow \frac{80.86}{93.9} = 0.86$$

$$\lambda_z = l_z / i_z = 300 / 2.05 = 146.34 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \sqrt{\beta_a}}{\lambda_1} = \frac{146.34}{93.9} = 1.56$$

Courbe de flambement :



$$h/b=180/91=1.99>1.2$$

axe de flambement y-y → courbe de flambement a ; $\alpha_y=0.21$

axe de flambement z-z → courbe de flambement b ; $\alpha_z=0.34$

des courbe de flambement on deduit que :

$$\chi_y=0.7597 \text{ et } \chi_z=0.3177 \rightarrow \chi_{\min}=\min(\chi_y; \chi_z) \quad \chi_{\min}=0.3177$$

Calcul de k_y et k_z :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \text{ avec } k_y \leq 1.5 ;$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z A f_y} \text{ avec } k_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

Poutre simplement appuyé avec une charge uniformément répartie :

$$B_{Mz} = \beta_{My} = 1.3$$

A.N :

$$\mu_y = -1.067 ; \mu_z = -1.625 \rightarrow k_y = 1.09 ; k_z = 1.49$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_y.Sd}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z M_z.Sd}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{53.44}{0.3177 \times 510.59} + \frac{1.09 \times 20.07}{35.46} + \frac{1.49 \times 0.18}{7.39} = 0.98 < 1$$

- Conclusion

Le profilé choisi **IPE180** convient comme panne intermédiaire pour la poutre au vent

VI-3-ETUDE DE PALEE DE STABILITE VERTICAL :

VI-3-1- Les forces agissant sur la palée de stabilité:

L'effort horizontal qui agit sur la structure est :

- L'effort sismique.

- L'effort horizontal longitudinal du pont roulant. $H_{L,2}$
- La Réaction de la poutre au vent. (négligeable devant les forces sismiques)

Charge sismique :

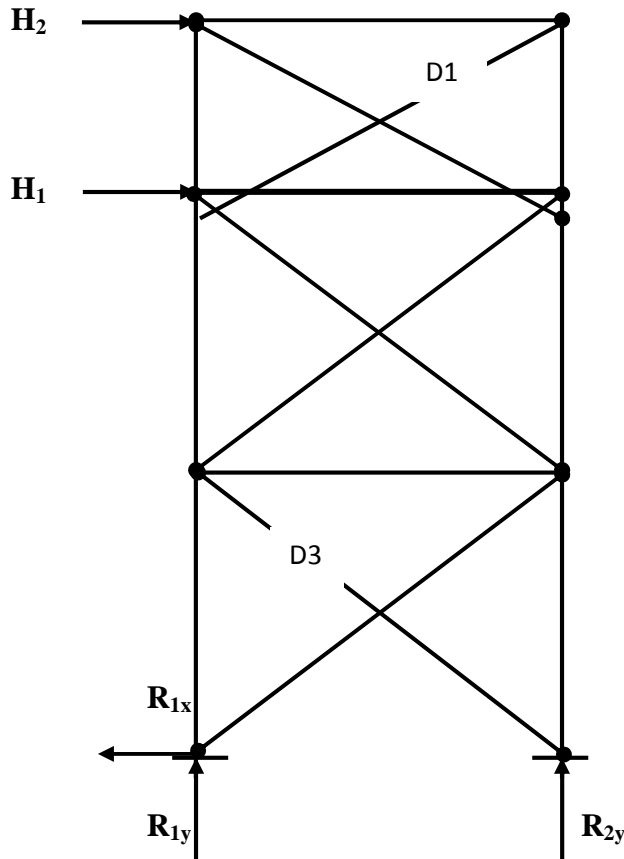


Figure VI-3-schéma de palée de stabilité verticale

Combinaison 1 : $1.2E_{y,2}=1.2 \times 53.5=64.2\text{KN}$

Combinaison 2 : $1.2 E_{y,1}=1.2 \times 70.1=84.12\text{KN}$

Avec :

$E_{y,1}$: C'est la force sismique au niveau(1) ; au niveau du pont roulant 7.5m.

$E_{y,2}$: C'est la force sismique au niveau(2) ; au niveau de 10m.

$H_{L,2}$: L'effort horizontal longitudinal de pont roulant.

Alors :

$$H_2=1.2 \times 53.5=64.2 \text{ KN}$$

$$H_1=H_2+E_{y,1} +H_{L,2} =1.2 (53.5+70.1) +25.82=174.14\text{KN}$$

1. Calcul des réactions :

$$\sum F/x=0 \rightarrow R_{1x}=H_1+H_2=238.34\text{KN}$$

$$\sum M/1=0 \rightarrow R_{2y}=[64.2 \times 10 + (7.5) \times 174.14]/6=324.67\text{KN}$$

$$\sum F/y=0 \rightarrow R_{1y}+R_{2y}=0 \rightarrow R_{1y}=-324.67\text{KN}$$

2. Calcul d'effort de traction dans les diagonales tendues :

En utilisant la méthode des coupures :

Calcul de N_{d1} :

$$\alpha_1 = \arctg 2.5/6 = 22.62^\circ$$

$$N_{D1} = H_3 / \cos \alpha_1 = 64.2 / \cos 22.62 = 69.55\text{KN}$$

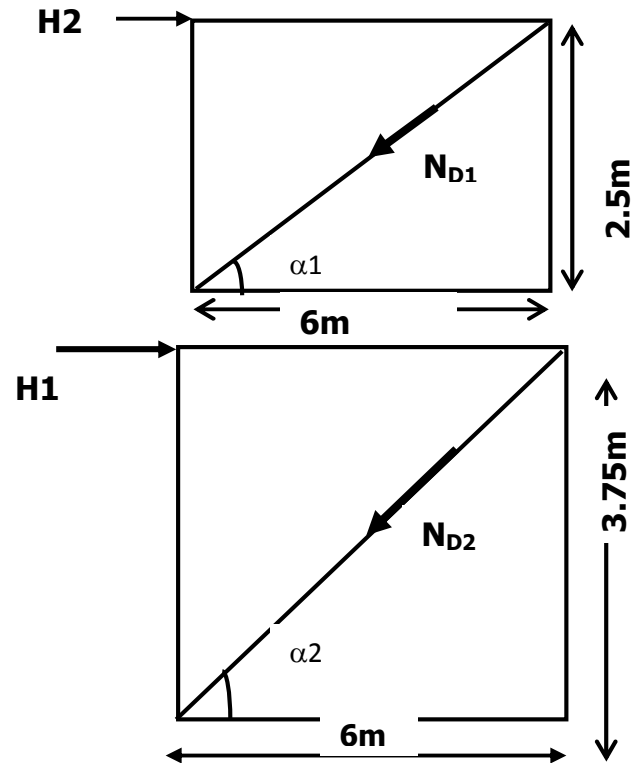
$$N_{sd1} = 1.5 \times 69.55 = 104.32\text{KN}$$

Calcul de N_{d2} et N_{d3} :

$$\alpha_2 = \arctg (3.75/6) = 32^\circ$$

$$N_{D2} = 174.14 / \cos 32 = 205.34\text{KN}$$

$$N_{SD2} = 1.5 \times 205.34 = 308\text{KN}$$



VI-3-2-Vérification des diagonales a la traction:(les diagonales D1, D3)

a) Section des diagonales D1 :

- Calcul de la section brute A :

$$N_{sd1} = 104.32\text{KN}$$

$$N_{sd1} \leq N_{Pl.Rd1} = A_1 \times f_y / \gamma_{M0} \rightarrow A_1 \geq N_{sd1} \times \gamma_{M0} / f_y$$

$$A_1 \geq 104.32 \times 10^3 \times 1.1 / 235 = 488.30\text{mm}^2 = 4.88\text{cm}^2$$

$$A_1 \geq 4.88 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 7.12 \text{ cm}^2$$

On opte pour un profilé **2UPN50** avec un boulon de 12mm et un trou de 13mm.

$$A_{1\text{net}} = 2(7.12 - 0.5 \times 1.3) = 12.94 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification a la résistance ultime de la section :**

$$N_{u.Rd} = \beta \cdot A_{\text{net}} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \text{ avec } \gamma_{M2} = 1,25$$

On attache avec 3 boulons et plus $\rho_1 = 100 \text{ mm}$, $e_1 = 25 \text{ mm}$.

$$\rho_1 > 5d_0 = 5 \times 13 \text{ mm} = 65 \text{ mm}.$$

Donc on prend $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u.Rd} = 0,7 \times 12.94 \times \frac{36}{1,25} = 260.87 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 104.32 \text{ KN} \leq N_{u.Rd} = 260.87 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ OK}$$

Donc : le double UPN65 est adaptée comme diagonale.

b) Section des diagonales D2 :

- **Calcul de la section brute A_2 :**

$$N_{d2} = 205.34 \text{ KN} \text{ et } N_{sd2} = 308 \text{ KN}$$

$$N_{sd2} \leq N_{Pl.Rd2} = A_2 \times f_y / \gamma_{M0} \rightarrow A_2 \geq N_{sd2} \times \gamma_{M0} / f_y$$

$$A_2 \geq 308 \times 10^3 \times 1.1 / 235 = 1441.70 \text{ mm}^2 = 14.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 \geq 14.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } \mathbf{2UPN65} \rightarrow A_2 = 2 \times \mathbf{9.03 \text{ cm}^2}$$

$$A_{2\text{net}} = 2(9.03 - 0.55 \times 1.3) = 16.63 \text{ cm}^2$$

- **Vérification a la résistance ultime de la section :**

$$N_{u,Rd} = \beta \cdot A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \text{ avec } \gamma_{M2} = 1,25$$

On attache avec 3 boulons et plus $\rho_1=100\text{mm}$, $e_1=25\text{mm}$.

$$\rho_1 > 5d_0 = 5 \times 13\text{mm} = 65\text{mm}.$$

Donc on prend $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,Rd} = 0,7 \times 16.63 \times \frac{36}{1,25} = 335.26\text{KN}$$

$$N_{sd} = 308\text{KN} \leq N_{u,Rd} = 335.26\text{KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Donc : le double UPN65 est adaptée comme diagonale.

VI-3-3- VERIFICATION DE LA SABLIERE :

Les sablières sont vérifiées à la flexion composée à cause :

- la compression du vent qui agit sur le pignon ou la force de séisme.
- flexion due a leurs poids propre.

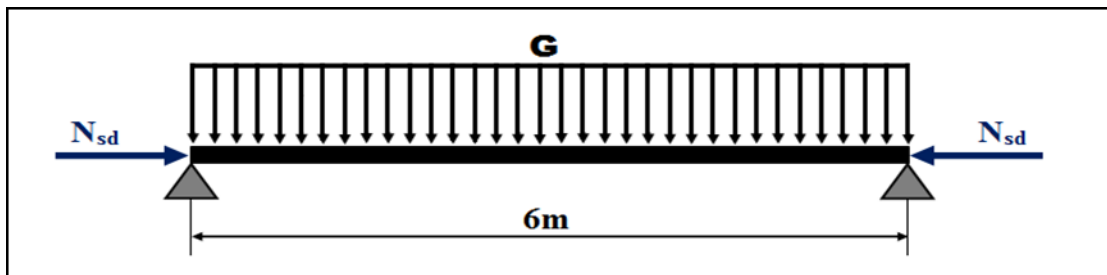


Figure.VI-4- : la sablière HEA160

$$N_{sd} = \max [R_A - F_1; 1,25E_{y,2}].$$

$$R_A - F_1 = 52.54 - 17.64 = 34.9\text{KN}$$

$$1.2E_{y,2} = 1.25 \times 53.5 = 64.2\text{KN}$$

$$N_{sd} = \max [R_A - F_1; 1,25E_{y,2}] = \max [34.9; 64.2]$$

$$N_{sd} = 66.87\text{KN}$$

On prend HEA140 comme panne sablière

VI-3-3-1- Vérification à la flexion composée:

- Caractéristique géométrique de HEA140:

$$W_{el,y} = 155.4\text{cm}^3; W_{el,z} = 55.62\text{cm}^3; W_{pl,y} = 173.5\text{cm}^3; W_{pl,z} = 84.85\text{cm}^3; A = 31.4\text{cm}^2$$

$$M_{pl,y,Rd}=37.06KN.m; M_{pl,z,Rd}=18.12Kn.m; N_{pl,Rd}=670.82Kn$$

La vérification de sécurité est donnée par :

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{sd,y}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{sd,z}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1 \dots\dots\dots (EC03 Page 163).$$

$$N_{sd} = 66.87KN$$

$$M_{sd,y} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{0.247KN/m \times 6^2}{8} = 1.11KN.m ; G: Poids propre de la panne sablier [kg/m]$$

$$M_{sd,y} = 1.11KN.m ; M_{sd,z} = 0$$

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{3140 \times 235}{1,1} = 670.82 KN$$

$$N_{Pl,Rd} = 670.82KN$$

$$M_{Pl,y,Rd} = \frac{W_{Pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{429,5 \times 235}{1,1} = 37.06KN.m$$

$$M_{Pl,Rd} = 52.36KN$$

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{sd,y}}{M_{ply,Rd}} \right] = \left[\frac{66.87}{670.82} \right] + \left[\frac{1.11}{37.06} \right] = 0.13 < 1$$

Donc la flexion composée est vérifiée.

VI-3-3-2- Vérification de la résistance au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots\dots\dots (EC03 page 181).$$

$$N_{sd} = 66.87KN; M_{sd,y} = 1.11KN.m ; M_{sd,z} = 0; \gamma_{M0} = 1.1 \dots (EC03 page 103)$$

a. Détermination de facteur d'imperfection (α):

$$\frac{h}{b} = \frac{133}{140} = 0.95 < 1.2 ; t_f = 10mm < 40mm$$

y-y → courbe b → α_y = 0.21

z-z → courbe c → α_z = 0.34

b. Détermination de élancement réduit : (λ̄)

$\lambda_1 = 93.9$ et $\beta_w = 1 \rightarrow$ Section classe 01.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{5.73} = 104.71 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = 1.11 > 0.2 \dots \dots \dots (\text{EC03 page 423}).$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{3.52} = 170.45 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = 1.81 > 0.2$$

Donc il y a un risque de flambement.

c. Détermination de le coefficient de réduction (χ):

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

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} ; \text{et } \varphi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \dots \dots \dots (\text{EC03 Page 170}).$$

$$\varphi_z = 2.41 ; \varphi_y = 1.21$$

$$\chi_y = 0.5892 \text{ et } \chi_z = 0.2496 \rightarrow \chi_{\min} = \chi_z = 0.2496$$

➤ $k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$ avec $k_y \leq 1,5$ (EC03 Page 181).

➤ $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$ avec $\mu_y \leq 0,9$

- $\beta_{M,y}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

$$\beta_{M,y} = 1,3$$

A.N :

$$\mu_y = -1.44 < 0,9 \rightarrow K_y = 1.22 < 1.5$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} = \frac{66.87 \times 1000}{0.2496 \times 3140 \times 235 / 1,1} + \frac{1.22 \times 1110}{173500 \times 235 / 1,1} = 0.4 < 1$$

Donc le flambement est vérifié.

Conclusion :

Le profilé choisi HEA140 convient comme panne sablière.

VIII. 1. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

VIII. 2. Assemblage poteau HEA400 avec traversIPE400:

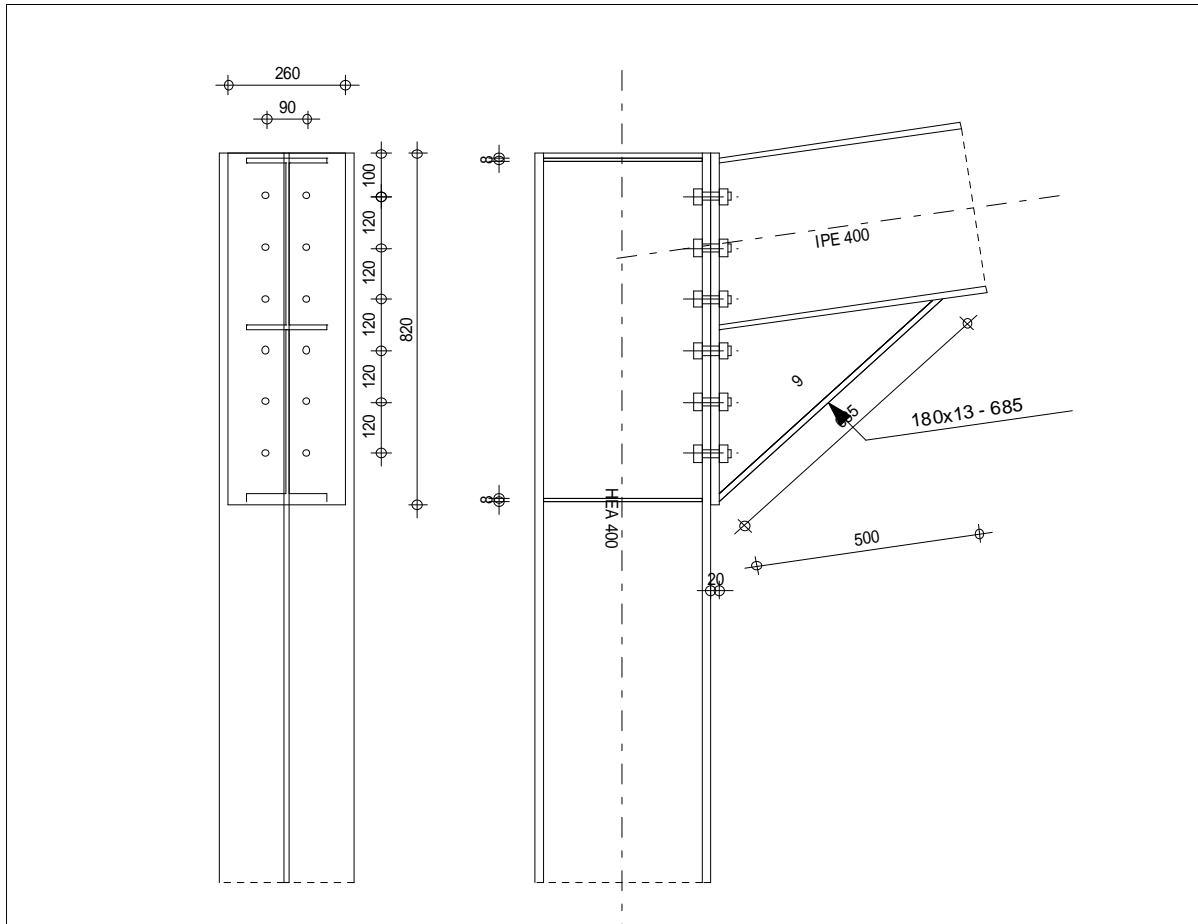
Comme le montre le schéma ci-après, la liaison poteau-traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée sur l'extrémité de la traverse à la semelle du poteau. Douze boulons M20 de classe HR (10.9) répartis de telle sorte à reprendre efficacement les efforts notamment de flexion seront utilisés. Des raidisseurs formés par des plaques de 20mm d'épaisseur seront rajoutés pour renforcer la résistance de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimés et cisailées.

Sachant que la poutre et le jarret sont en IPE 400 et le poteau en HEA400, vérifie l'assemblage à la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$M_{\max}=201.58 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}=78.99 \text{ KN}$$

$$V_{sd}=83.22 \text{ KN}$$



• **Disposition des boulons :**

L'eurocode 3 donne les valeurs limites suivantes :

$$1.2d_0 \leq e_1 ; \rho_1 \geq 2.2d_0$$

$$1.5d_0 \leq e_2 ; \rho_2 \geq 3d_0$$

Avec :

d_0 : diamètre de trou.

$d_0 = d + 2\text{mm}$ pour les boulons $16\text{mm} \leq \varphi \leq 24\text{mm}$.

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

$$e_1 \leq 1.2 \times 22 = 26.4\text{mm} \rightarrow e_1 = 100\text{mm} ; \rho_1 \leq 2.2 \times 22 = 48.4\text{mm} \rightarrow \rho_1 = 120\text{mm}$$

$$e_2 \leq 1.5 \times 22 = 33\text{mm} \rightarrow e_2 = 85\text{mm} ; \rho_2 = 3 \times 22 = 66\text{mm} \rightarrow \rho_2 = 90\text{mm}$$

La platine utilisé est :

260x820x20

a. Vérification de la résistance à la flexion

– Hauteur de la partie comprimée

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

IPE400:

$t_{fb}=13.5\text{mm}$; $t_{wb}=8.6\text{mm}$; $b_b=180$

$$X=13.5(180/8.6)^{0.5}=61.76\text{mm}$$

- Effort de précontrainte dans le boulon

$$F_p = 0.7 f_{ub} \times A_s$$

Boulon de diamètre 20m :

$A_s=245\text{mm}^2$; $f_{ub}=1000\text{N/mm}^2$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5\text{KN} \rightarrow \text{Pour un boulon.}$$

- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

n = est le nombre de boulon dans une rangée horizontale $\rightarrow n=2$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171.5 \times (705.25^2 + 585.25^2 + 465.25^2 + 345.25^2 + 225.25^2) \times 10^{-3}}{705.25} = 596.41\text{KN.m}$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage

$$M_{Rd}=596.41 > M_{sd}=201.58\text{KN} \rightarrow \text{ok}$$

b. Vérification de la résistance au cisaillement

- Effort résistant par boulon

$$V_{Rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}} = 1 \times 1 \times 0.4 \times \frac{171.5}{1.1} = 62.36\text{KN}$$

- $K_s=1.0$ Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)
- $m=1$ un plan de frottement
- $\mu=0.4$ coefficient de frottement classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)
- $F_p=171.5\text{KN}$ force de précontrainte par boulon

- Effort tranchant par boulon :

$$V_{pb} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{83.22}{12} = 7\text{KN}$$

$$V_{pb} \leq V_{Rd} \rightarrow 7\text{KN} < 62.63\text{KN} \rightarrow \text{Ok}$$

Conclusion :

L'assemblage poteau-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts et sollicitations qui lui sont appliquées.

VIII. 3. Assemblage de faîtage :

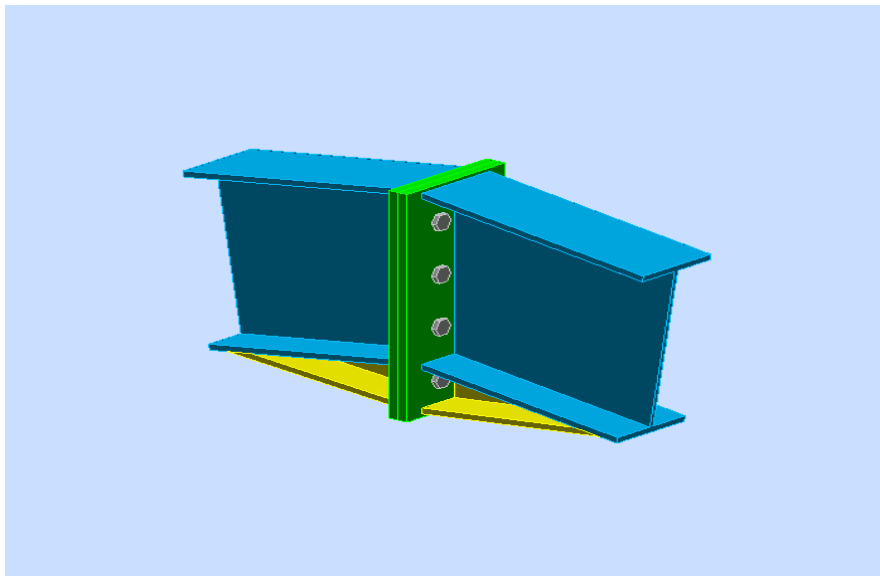
Pour des raisons de transport, les traverses en IPE 400 seront réalisées en deux morceaux qui seront assemblés sur chantier. Comme le montre le schéma ci-après, la liaison de faîtage est réalisée au moyen de 8 boulons M20 de classe HR (10.9). la platine a une épaisseur de 20mm et le coefficient de frottement $\mu=0.4$. Sachant que la poutre et le jarret sont en IPE400.

L'assemblage est sollicité par les efforts suivant :

$$M_{\max}=78.18\text{KN.m}$$

$$V_{\text{cor}}=11.08\text{KN}$$

$$N_{\text{cor}}=65.20\text{KN}$$



$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

IPE400:

$t_{fb}=13.5\text{mm}$; $t_{wb}=8.6\text{mm}$; $b_b=180$

$$X=13.5(180/8.6)^{0.5}=61.76\text{mm}$$

- **Effort de précontrainte dans le boulon**

$$F_p = 0.7 f_{ub} \times A_s$$

Boulon de diamètre 20m :

$A_s=245\text{mm}^2$; $f_{ub}=1000\text{N/mm}^2$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5\text{KN} \rightarrow \text{Pour un boulon.}$$

- **Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

n = est le nombre de boulon dans une rangée horizontale $\rightarrow n=2$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171.5 \times (420.25^2 + 300.25^2 + 180.25^2) \times 10^{-3}}{420.25} = 244.24\text{KN.m}$$

- **Vérification de la résistance de l'assemblage**

$$M_{Rd}=244.24 > M_{sd}=78.78\text{KN} \rightarrow \text{ok}$$

b. Vérification de la résistance au cisaillement

- Effort résistant par boulon

$$V_{Rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}} = 1 \times 1 \times 0.4 \times \frac{171.5}{1.1} = 62.36\text{KN}$$

- $K_s=1.0$ Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)
- $m=1$ un plan de frottement
- $\mu=0.4$ coefficient de frottement classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)
- $F_p=171.5\text{KN}$ force de précontrainte par boulon

- **Effort tranchant par boulon :**

$$V_{pb} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{11.08}{8} = 1.4\text{KN}$$

$$V_{pb} \leq V_{Rd} \rightarrow 1.4KN < 62.63KN \rightarrow Ok$$

VIII. 4. Assemblage des pieds de poteaux :

Cette partie traite les liaisons entre les pieds de poteaux et les fondations de l’ouvrage. Cette liaison considérée comme un encastrement lors de la modélisation de la structure dans le logiciel robot doit assurer la transmission des efforts normaux, efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant. Comme montré sur le schéma ci-après, la connexion des pieds de poteaux est assurée par deux rangées de 4tige d’ancrage de diamètre $\phi 20$ de classe HR10.9 qui lient la platine d’assise de 30mm d’épaisseur à la fondation. Une bêche d’ancrage formé par des plaques de 20mm a tété prévue pour reprendre les efforts de cisaillement.

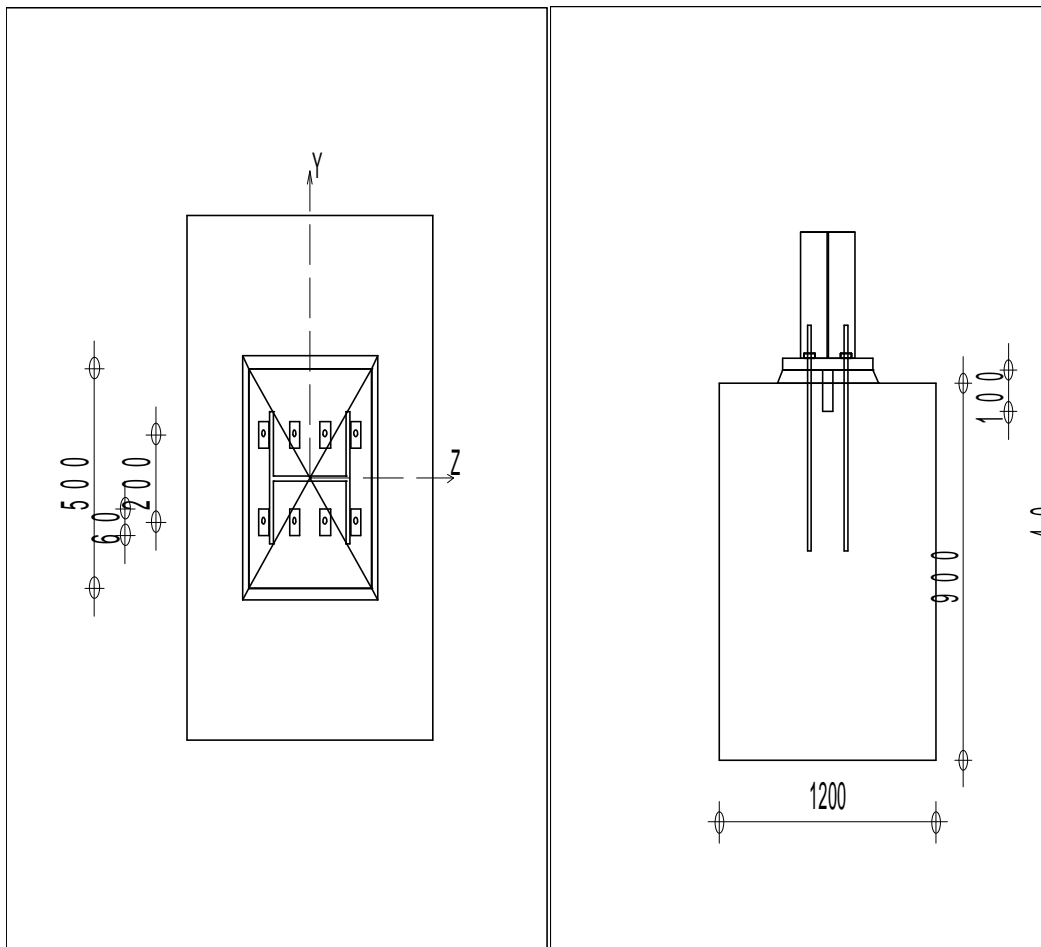
VII.4.1 Efforts sollicitant

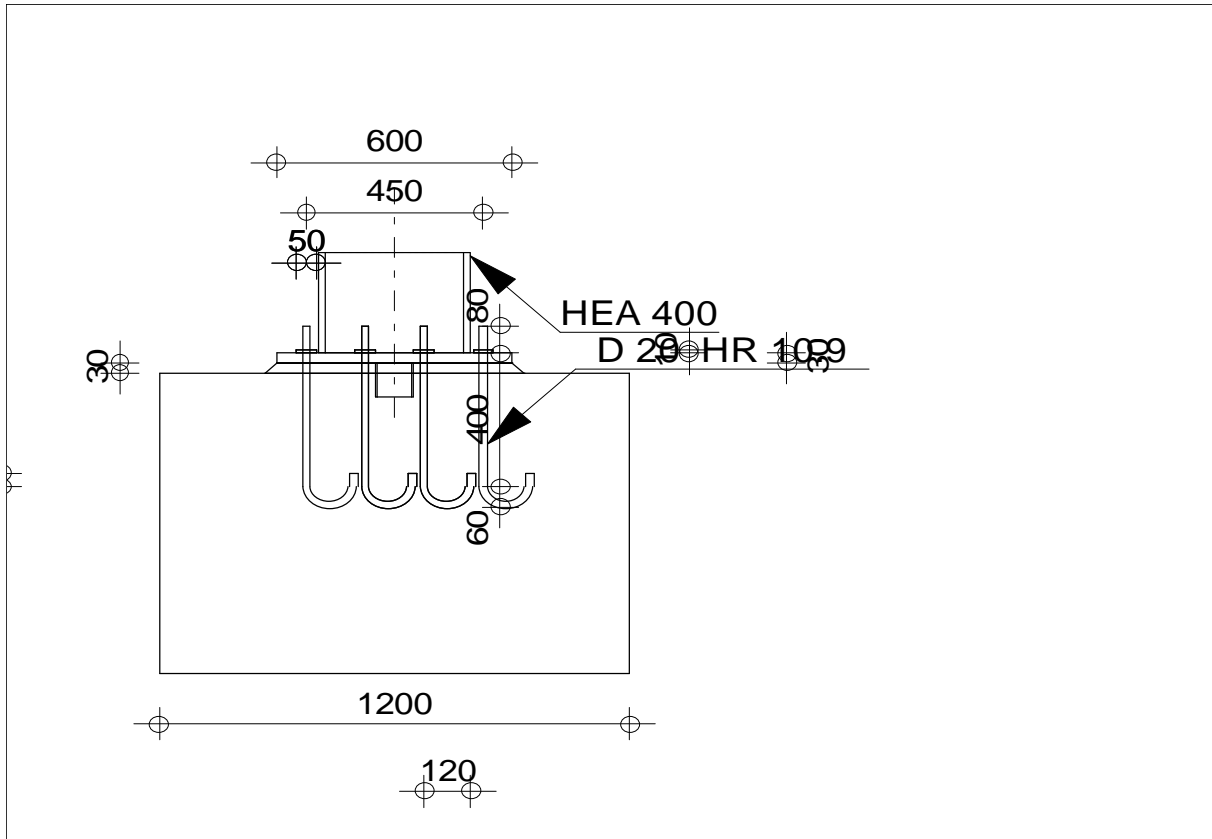
Les efforts maximums à prendre en considération pour le calcul des pieds de poteaux10 sous la combinaison 1.35G+1.5P9 sont :

$M_{sd} = 130.79KN.m$

$N_{sd} = 518.59KN$

$V_{sd} = 26.41KN$





VIII.4.2 Vérification de la plaque d’assise (platine) :

Les plaques d’assise sont formées par des platines en acier grade S275-JR de dimensions 600x500x30mm. Ces plaques sont soudées aux bas des poteaux par un cordon de soudure de 10mm d’épaisseur sur le contour de la section du profilé. Des raidisseurs en plaques de 20mm d’épaisseur sont rajoutés pour améliorer l’inertiel de l’assise.

On doit vérifier que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b$: est la contrainte admissible de beton = 25MPa

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{a \cdot b} + \frac{M_{sd}}{I} \times v$$

$$\sigma = \frac{518.59 \times 10^{-3}}{(0.6 \times 0.5)} + \frac{130.79 \times 10^{-3}}{(0.5 \times 0.6^3)/12} \times \frac{0.6}{2} = 6.1N/mm^2$$

Donc :

6MPa < 25MPa → on opte pour la platine (600x500x30)

VIII.4.3 Vérification des tiges d’ancrage :

L’effort admissible par tige d’ancrage est donné par la formule suivante :

$$F_{anc.Rd} = \pi \phi \times f_{bd} \times (L_1 + 6.4r + 3.5L_2)$$

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = 0.36 \times \frac{\sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ MPa}$$

Avec : $\emptyset = 20$; $r = 3\emptyset = 60\text{mm}$; $L_1 = 20\emptyset = 400\text{mm}$; $L_2 = 2\emptyset = 40$

$f_{ck}=25$ MPa est la résistance du béton à la compression

$\gamma_c=1.5$ est un coefficient de sécurité partiel

$$F_{anc.Rd} = 3.14 \times 0.02 \times 1.2 \times 10^3 \times (0.4 + 6.4 \times 0.06 + 3.5 \times 0.04) = 69.63 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\bullet \frac{N}{4} \leq F_{anc.Rd} ; 4 \text{ est le nombre de boulons qui reprennent l'effort de traction}$$

$N = \text{Max}(N_1 ; N_2)$

Avec :

$N_1 = 98.94\text{kN}$ est l'effort de soulèvement maximum causé par le vent.

N_2 : est l'effort de traction induit par le moment fléchissant et l'effort normal maximum

$$N_2 = \frac{M_{sd}}{I} \times v \times \frac{a \times b}{4} - \frac{N_{sd}}{a \times b} \times \frac{a \times b}{2}$$

$$N_2 = \frac{130.79}{0.009} \times 0.3 \times \frac{0.6 \times 0.5}{4} - \frac{518.59}{0.5 \times 0.6} \times \frac{0.5 \times 0.6}{2} = 67.68 \text{ KN}$$

$N=N_1=98.94\text{KN}$

$$\rightarrow N/4 = 98.94/4 = 24.73 \text{ KN} < F_{anc.Rd} = 69.63 \text{ KN} \rightarrow \text{Ok}$$

Conclusion : Les bases de poteaux tel que conçues résistent à tous les efforts et sollicitations qui leur sont appliquées.

IX.. Introduction :

Les fondations représentent la partie de l’ouvrage en contact avec le sol d’assise. Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépassement des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible. Les fondations doivent aussi résister à l’agressivité du sol, au gel et aux venues d’eau, d’où la nécessité de leurs conception en béton armé avec fissuration préjudiciable.

IX.2. Charges à considérer :

Les efforts maximum résultants du logiciel robot pour la fondation la plus défavorable sont :

$M_{sd} = 130.79\text{KN.m}$

$N_{sd} = 518.59\text{KN}$

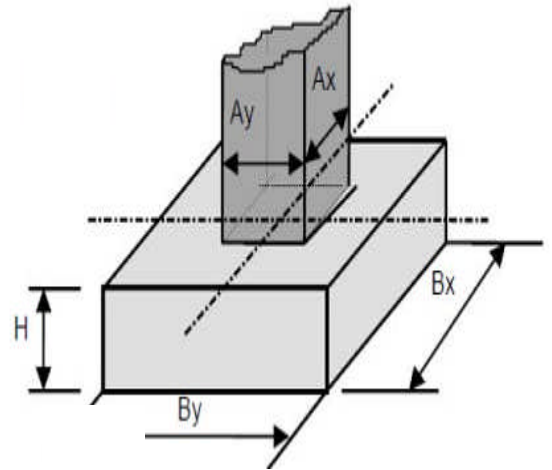
$V_{sd} = 26.41\text{KN}$

Selon le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol d’assise de notre ouvrage est : $\overline{\sigma}_{sol} = 1.6\text{Bar}$

IX.3. Vérification de la contrainte du sol :

$A_y = 0.600\text{m}, A_x = 0.700\text{m}, B_y = 2\text{m}, B_x = 3.50\text{m}$

$h = (B_x - A_x) / 4 = 0.7\text{m}$



- **Calcul de l’excentricité :**

Lorsqu’un élément est sollicité par un effort normal centré et un moment fléchissant, il est possible de remplacer l’effet du moment fléchissant par un effort normal excentré appliqué à une distance e_0 .

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N} = \frac{130.79}{518.59} = 0.25\text{m}$$



- **Vérification des contraintes :**

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle. La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 \leq \frac{Bx}{6} \rightarrow 0.25 < 0.58 \rightarrow ok$$

Donc : il n'existe aucune traction dans le sol.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{a' \times b'} \times \left(1 + \frac{6e_0}{b'}\right) = \frac{518.59}{2 \times 3.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.25}{3.5}\right) = 101.85 \text{KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1.6 \text{Bar} = 160 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 101.58 < \overline{\sigma}_{sol} = 160 \rightarrow ok$$

Donc : Les contraintes dans le sol sont vérifiées.

IX.4. Ferrailage de la fondation :

Pour notre cas, nous choisissons d'utiliser la méthode des consoles qui consiste à considérer la fondation comme une console libre retenue par le poteau et chargée par la réaction du sol.

$$M_{max} = \frac{p \times l^2}{2} = \frac{101.58 \times 1.75^2}{2} = 155.54 \text{KN.m}$$

a. Détermination des armatures :

Le calcul des armatures sera fait à l'ELS avec une fissuration préjudiciable.

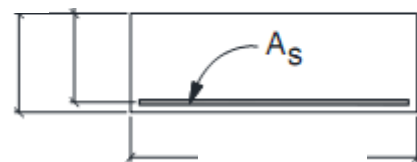
- Etat limite de compression de béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- Etat limite d'ouverture de fissures :

$$\sigma_s = 250 \text{MPa}$$

$$\overline{\alpha}_{rb} = \frac{\overline{\sigma}_{bc} \times 15}{\overline{\sigma}_s + \overline{\sigma}_{bc} \times 15} = 0.47$$



$$M_{rb} = 0.5 \overline{\alpha}_{rb} \times \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_{rb}}{3}\right) b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc} = 1255.97 > M_{ser} = 155.54$$

Donc : les armatures comprimées sont nulles $A'_s=0$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_s} = 1.47$$

$$\overline{Z_{rb}} = \frac{15}{16} \times d \times \frac{40\mu_s + 1}{50\mu_s + 1} = 0.49$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z_{rb}} \times \overline{\sigma}_s} = 12.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivant doit être vérifiée :

$$A_s = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

F_{t28} : est la force de traction du béton à 28 jours égale à 2.10 MPA.

$F_e=500\text{MPa}$

• **Conclusion :**

- Nous choisissons pour la nappe intérieure des HA20 espacés tous les 18 cm soit une section d'armature $A_s= 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- Pour la nappe supérieure, on prend des armatures en HA14 espacée tous les 20 cm pour éviter la fissuration de retrait.

IX.5. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à :

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

Avec :

N : effort normal maximal ; $N=513.59\text{KN}$

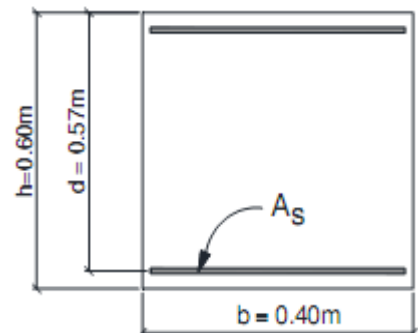
α : Coefficient fonction de la zone sismique=10

$$F = \frac{513.59}{10} = 51.35 \text{ KN}$$

a. Armature longitudinales en traction simple :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{51.35}{434 \times 10^3} \times 10^4 = 1.18 \text{ cm}^2$$

b. Condition de non fragilité :



$$A_s = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_r} = 0.23 \times 0.4 \times 0.57 \times \frac{2.1}{500} = 2.2 \text{cm}^2$$

c. ferrailage minimum selon le RPA / version 2003 :

$$A_{smin} = 0.006 \times b \times h \times 10^4 = 14.4 \text{cm}^2$$

Donc :

On opte pour 8HA16=20.10cm²comme armatures longitudinales des longrines.

d. Armature transversales :

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$A_{tmin} \geq \frac{0.4 \times b_0 \times s_t}{F_e} = 0.60 \text{cm}^2$$

Avec :

S_t est l'espacement des armatures transversales pris égale à 15cm.

On va prendre HA8 comme cadres pour les longrines avec un espacement de 15 cm.

• **Remarque :**

Le RPA exige de calculer les longrines comme un élément qui travail en traction, lorsqu'on a des longrines de grande portée l'effet de flexion devient assez grand, à cet effet il faut mettre un appui (des plots) à mi- portée de la longrine.

Dans notre cas on a une longrine de 15m de longueur donc on va mettre 1plots chaque 5m, pour réduire l'effort de flexion a mi-partie.

Conclusion

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances théoriques acquises le long de nos années de formation, il nous a aussi permis de mettre en pratique ces connaissances notamment en construisant et étudiant un se cas de structure métallique.

Nous avons eu à la fois à effectuer des calculs manuels lorsque cela est possible et aussi à faire des calculs nécessitant l'utilisation de logiciels de calcul (robot 2014) lorsque la complexité de l'ouvrage l'impose.

Cette expérience nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que l'Eurocodes3, le CCM97, le RNV99, le RPA99, le CTICM.

La complexité de l'ouvrage étudié nous ont permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la partie pont roulant, les assemblages et les fondations.

Nous avons appris que la précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la définition exacte de certains détails d'exécution facilitant la mise en œuvre et de l'autre part ils sont la clé de réussite d'un projet d'étude de structure.

Bibliographie

- Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 ».
- Règles neige et vent « RNV99, D.T.R-B.C-2.47 ».
- Règles de calcul des structures en acier « EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 ».
- Règles de conception des structures en acier « CCM97 ».
- Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts Roulants « CTICM ».
- Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48 ».
- Le livre de M_rLahlouDahmani « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».
- Béton armée aux états limites « BAEL 91 / Version 99 ».
- Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».