



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



MEMOIR DE FIN D'ETUDE

Présenté par

Boughani Mounia

Benakli Lamia

Pour obtenir le grade de:

Master

On structure métallique

Thème :

Etude et dimensionnement d'un hangar multiple

Encadré par : M^r : BOUDJMIA

ANNEE 2017/2018

A decorative border of blue birds in flight, arranged in a rectangular frame around the text.

Remerciement

Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien réalisé ce projet de fin d'étude.

Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour nous surtout nos très chers parents.

Nos infinis remerciements à notre promoteur Mr BOUDJEMIA pour son aide, ses conseils avisés et ses remarques qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme.

Nous remercions aussi tous les enseignants qui ont contribué à une bonne formation durant notre cursus universitaire.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger notre modeste travail.

Nous souhaiterions à remercier tous nos amis (en particulier ROSA, LYDIA et THANINA) qui nous ont aidés chacun à sa manière afin de réaliser ce projet de fin d'étude.

A decorative border of blue birds, possibly swallows, arranged in a rectangular frame around the text.

Dédicace

Avec tous mes sentiments de tendresse je dédie ce modeste travail

A ma chère maman qui ma appris la patience

A mon père

A mon chère mari (Ghani)

A ma belle famille

A mon très cher frère (Meziane)

Et mon beau-frère (Kamel)

A mes sœurs .mes belle sœur

A mes proches

BEN AKLI LAMIA

A decorative border of blue birds, possibly swallows, arranged in a rectangular frame around the text.

Dédicace

A mes chers parents

Je dédis ce mémoire à ma mère, qui m'a encouragé à aller de l'avant

A la mémoire de mon père qui nous a quittés voilà un an

Aucun mot, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect,

Ma considération et l'amour éternel pour les sacrifices que vous avez déployés
pour mes meilleures conditions.

Votre générosité et votre bonté ont toujours été un exemple pour moi.

Trouvez en ce travail le fruit de votre dévouement et l'expression de ma
gratitude et mon profond amour

A mes frères, mes sœurs, mes proches, et mon fiancé « yacine »

Sans oublier tout les professeurs que ce soit du primaire, du moyen, du
secondaire ou de l'enseignement supérieur.

A qui je dois ma reconnaissance, je vous remercie vivement pour votre présence
et votre soutien.

BOUGHANI MOUNIA

Sommaire

I- Introduction général.....1

Chapitre 1 : présentation du projet

1. Présentation du projet.....	2
2. Règlement et matériaux utilisés.....	3
3. Stabilité d'ensemble.....	3
4. Organes d'assemblages.....	4

Chapitre 2 : étude climatique

II.1 : Introduction.....	6
II.2 : Etude de la neige.....	6
II.3 : Etude de vent.....	7
II.3.1 : Calcul du la pression dynamique q_{dyn}	9
II.3.2 : calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe}	11
II.3.3 : calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi}	18
II.4 : Détermination de la force de frottement.....	26

Chapitre 3 : calcul des éléments secondaires

III.1 : Introduction.....	28
III.2 : Dimensionnement des pannes.....	28
III.3 : Calcul des lisses de bardage.....	34
III.4 : calcul des potelets.....	40

III.5 : conclusion.....	45
--------------------------------	-----------

Chapitre 4 : pré-dimensionnement des éléments structure aux principaux (poteaux-traverses)


IV. Introduction.....	46
IV.1 : Efforts sollicitant le portique.....	47
IV.2 : calcul des efforts internes.....	51
IV.3 : calcul de l'imperfection géométrique globale.....	58
IV.4 : choix de la méthode d'analyse.....	62
IV.5 : pré-dimensionnement de la traverse.....	64
IV.6 : dimensionnement de la traverse.....	56
IV.7 : vérification des poteaux.....	75
IV.8 : conclusion.....	81

Chapitre 5 : étude sismique

V.1 : introduction.....	82
V.2 : évaluation de la force sismique suivant la direction X.....	83
V.3 : évaluation de la force sismique suivant la direction Y.....	86
V.4 : conclusion.....	86

Chapitre 6 : calcul des contreventements

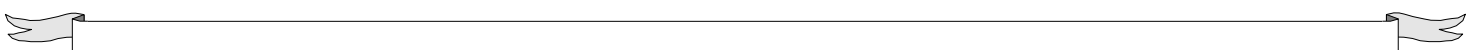
VI.1 : introduction.....	87
VI.2 : calcul de la poutre au vent en pignon.....	87



VI.2.1 : vérification à la résistance ultime de la section.....	90
VI.2.2 : vérification des pannes à la résistance.....	91
VI.2.3 : vérification de l'élément aux instabilités (déversement et flambement).....	94
VI.3 : calcul de la palée de stabilité en long-pan.....	98
VI.3.1 : vérification à la résistance ultime de section.....	99

Chapitre 7 : étude des assemblages

VII.1 : assemblage de rive.....	101
VII.2 : assemblage de faitage.....	105
VII.3 : calcul des bases des poteaux.....	107
Conclusion général.....	118



I. Introduction général :

Ce présent projet consiste à étudier et calculer une ossature d'un hangar industriel en charpente métallique.

- Les caractéristiques mécaniques de l'acier permet de franchir de grandes portées, ce qui offre de grandes surfaces libres très avantageuses au niveau des industries.
- Le montage se fait avec une rapidité remarquable par boulonnage ou soudure. - Possibilité de modification de la structure.
- Bonne tenue en cas de tremblement de terre. Tous ces avantages font de l'acier le choix numéro 1 surtout au niveau des hangars industriels.

Il faut noter que les éléments d'une structure sont dimensionnés d'une façon descendante. La raison est que pour dimensionner un élément donné, il faut au moins savoir le poids des pièces attachées au dessus de cet élément et qui le sollicitent ; ce qui nous oblige à faire le calcul de ces pièces au préalable.

Chapitre 1: présentation du projet

1) Présentation du projet :

Notre projet consiste à réaliser un hangar à usage de fabrication des pièces mécaniques situé à la zone industrielle de Oued-Aissi dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

a) Les dimensions géométriques :

Hauteur total : $H = 13.29$ m

Longueur : $L = 66$ m

Largeur : $l = 40$ m

Hauteur des poteaux : $h = 11.79$ m

Distance entre portique : $D = 6$ m

Toiture à versants multiples avec une pente de 8.53° .

b) Les portes et les ouvertures :

Pignon :

- 1^{er} hall : porte coulissante 5×5 m

- 2^{ème} hall : porte coulissante 5×5 m

Long pan :

- 3 portes 2×1 m

- 22 fenêtres de 5.8×1.5 m pour chaque côté pour éclairage.

c) Lisses de bardages :

On appelle lisses de bardages l'ensemble des éléments destinée pour supporter l'étanchéité verticale (confection d'une paroi ou le remplissage en matériaux légers telle que les tôles nervurées ou panneaux sandwich). Les lisses permettent de transférer les charges de vent subies par le bardage aux poteaux (ou potelets): Dans notre projet :

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

d) Implantation :

Cette structure est implantée dans la zone industrielle Oued-Aissi W-Tizi-Ouzou, Cette région a les caractéristiques suivantes :

Vent : région 1.

Neige : zone A

Zone sismique 3.

Distance entre portique $D= 6$ m

Toiture à multi versant avec une pente de 8.53° .

2) Règlement et matériaux utilisés :

- **Règlements utilisés:**

-RNV 99 : pour l'étude climatique.

-RPA 99 / version 2003 : pour l'étude sismique.

-EUROCODE 3 : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.

- **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 $\rho = 7\,850$ kg/m³

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

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

Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$

3) Stabilité d'ensemble :

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

- **Portique :**

Structures hyperstatiques est 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.

- **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) Elle Assure la stabilité longitudinale de la structure.

4) 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.

- **La méthodologie générale de conception consiste à :**

- déterminer tous les actions agissantes sur la structure : Charges permanentes, charges variables, charges climatiques.
- examiner les combinaisons possibles de ces charges pondérées afin d'en tirer celle la plus défavorable.
- calculer les sollicitations qui en résultent.
- dimensionner les différentes composantes de la structure, en tenant compte deux critères : la résistance des pièces (ELU état limite ultime) et la stabilité de forme (ELS état limite de service : déformations, flèches etc.)

ELEVATION PIGNON AXE -01-

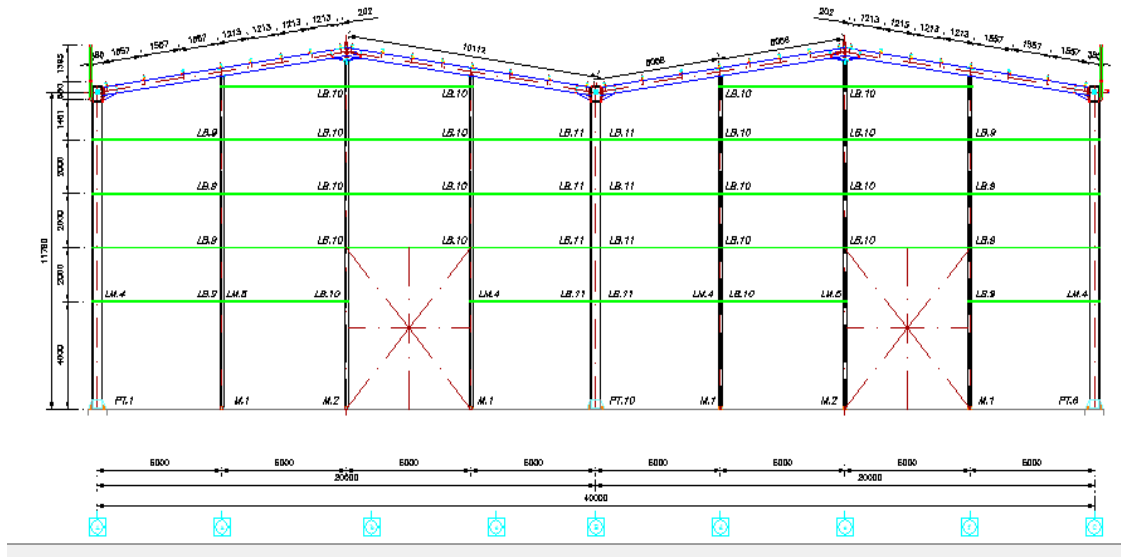


Figure1 : vue du côté pignon de l'ossature

ELEVATION LONG-PAN FILE B.

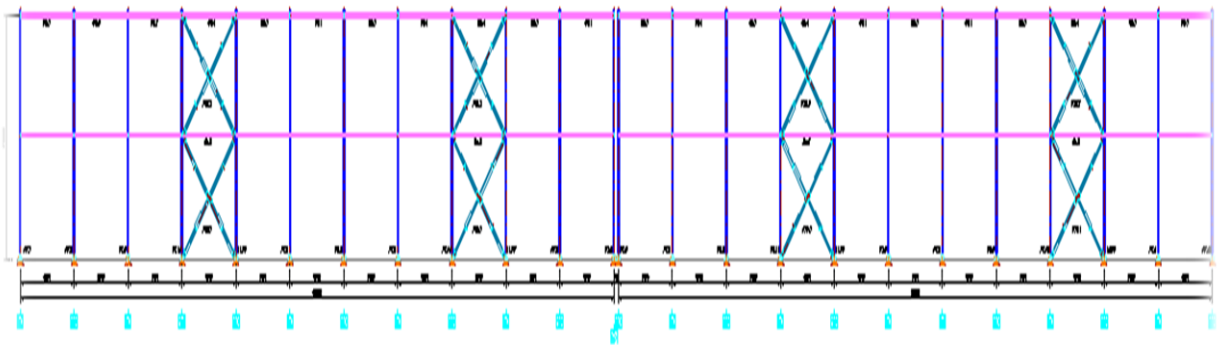


Figure2 : vue de côté long-pan de l'ossature

Chapitre 2 : Etude climatique

II-1- Introduction :

L'étude climatique est une étape essentielle pour une structure ; qui a le but de déterminer les différentes sollicitations, produites par la charge climatique (neige) et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre ; le Règlement Neige et Vent (RNV99) nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

1. Dimension de l'ouvrage :

- Longueur : $a=66\text{m}$
- Largeur : $b=40\text{m}$
- Hauteur : $H=13.29\text{m}$ (tête de poteau centrale)
- Hauteur de pot : $h=11.79\text{m}$
- Toiture double versant de degré : $\alpha=8.53^\circ$

2. les données relatives au site ;

- lieu de réalisation : Oued-Aïssi wilaya de Tizi-Ouzou
- altitude géographique : $H_G=200\text{m}$ (au niveau de la mer)
- Zone de neige : A
- Zone du vent : 1
- 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 : $H_G=200\text{m}$
- Zone de neige : A

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

$$\Rightarrow S = \mu \cdot S_K \dots\dots\dots \text{'R.N.V.1999'} \text{P13}$$

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

‘‘R.N.V.1999’’ voir le tableau 6.3 p19

On est donne 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 :

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) \text{ Avec : } \alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \alpha_1 + \alpha_2 = \alpha = 8.53$$

D'où : $\mu_3 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30}\right) \implies \mu_3 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{8.53}{30}\right) = 1.027$

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

$$S_k = \frac{0.07 \times H_g + 15}{100} \dots \dots \dots [KN/m^2] \quad \text{‘R.N.V.1999’ p16}$$

$$S_k = \frac{0.07 \times H_g + 15}{100} = \frac{0.07 \times 200 + 15}{100} = 0.29$$

AN : $S_k = 0.29 [KN/m^2]$

$\implies S_k = 0.29 [KN/m^2] \dots \dots \dots \text{‘R.N.V.1999’ p16}$

Donc la charge de la neige sur la toiture est :

$$S_1 = \mu_1 \times S_k \implies S_1 = 0.8 \times 0.29 = 0.232 [KN/m^2]$$

$\implies S_1 = 0.232 [KN/m^2]$

Et :

$$S_3 = \mu_3 \times S_k \implies S_3 = 1.027 \times 0.29 = 0.298 [KN/m^2]$$

$\implies S_3 = 0.298 [KN/m^2]$

II-3- Etude de vent :

Selon le ‘R.N.V.1999’, notre projet est situé dans la zone industrielle Oued-Aïssi de la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classé en zone 1. Par conséquent, selon le (‘R.N.V.1999’ P46 Tableau2.3), la pression dynamique de référence est :

$$Q_{ref} = 375 [N/m^2] \dots \dots \dots \text{‘R.N.V.1999’ P46 Tableau2.3}$$

Effet de site :

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient d'exposition ($C_e(z)$) qui tient compte de la rugosité du terrain ($C_r(z)$) et de la topographie du site par le coefficient ($C_t(z)$).

La catégorie de terrain III : (tableau2-4) P47. D'où :

- ✓ Facteur du terrain : $K_t = 0.22$
- ✓ Le paramètre de rugosité : $Z_0 = 0.3m$
- ✓ La hauteur minimale : $Z_{min} = 8m$
- ✓ Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique. $\varepsilon = 0.37$

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

$$Q_j = C_d \times w_{(z_j)} \dots\dots\dots \text{''R.N.V.1999'' P40}$$

Tel que :

- ✓ C_d : est le coefficient dynamique de la construction.
- ✓ $w_{(z_j)}$: est la pression nette.

Calcul du coefficient dynamique C_d :

Cette structure est une structure métallique, donc on utilise la figure 3.2 'R.N.V.1999' P51.

Afin de déterminer la valeur de coefficient C_d pour chaque direction du vent :

A. Vent perpendiculaire au long-pan :

Pour une hauteur : $h=13.29\text{m}$ et $b=66\text{m}$, on lit $C_d=0.89$

B. Vent perpendiculaire au pignon :

Pour une hauteur : $h=13.29\text{m}$ et $b=40\text{m}$, on lit $C_d=0.91$

Les valeurs de C_d sont résumées dans le tableau suivant:

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	13.29	66	0.89
V_2	13.29	40	0.91

Tableau1: les valeurs de C_d

Détermination de la pression nette $w(z_j)$:

Dans notre structure en a une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre face est extérieure :

$$w(z_j) = Q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \dots\dots\dots \text{''R.N.V.1999'' P40}$$

Tel-que :

Q_{dyn} : La pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

II-3-1- Calcul de la pression dynamique Q_{dyn} :

La structure est de hauteur supérieur à 10m, $h > 10m$; la subdivision adoptée vise à représenter au mieux la répartition théorique de la pression dynamique du vent d'où la structure est permanente.

Donc la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par: $Q_{dyn}(z_0) = Q_{ref} \times C_e(z_j)$ "R.N.V.1999" P45

Tel-que :

Q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent d'où $Q_{ref} = 375 [N/m^2]$.

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

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

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r \times C_t} \right]$$

Tel-que : $K_t = 0.22$, $C_r = 1$

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

$$n = E \frac{h}{3} = E \frac{13.29}{3} = 4.43 = 4$$

$$h_1 = Z_1 = \frac{h}{n} = \frac{13.29}{3} = 3.32m \quad \Rightarrow \quad Z_1 = 3.32m$$

Et d'après : $Z_i = Z_1 + (i - 1)h_1$

$$Z_2 = 3.32 + (2 - 1) \times 3.32 = 6.64m \quad \Rightarrow \quad Z_2 = 6.64m$$

$$Z_3 = 3.32 + (3 - 1) \times 3.32 = 9.96m \quad \Rightarrow \quad Z_3 = 9.96m$$

$$Z_4 = 13.28m$$

- **Détermination du coefficient de la rugosité on utilise les formules suivantes :**

$$C_r(Z_1) = C_r(Z_2) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) = 0.722 .$$

$$Z_1 = 3.32m ; Z_2 = 6.64m < Z_{min} = 8$$

$$C_r(Z_3) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_3}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{9.96}{0.3}\right) = 0.771 .$$

$$C_r(Z_{toiture}) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{toiture}}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{13.28}{0.3}\right) = 0.834 .$$

D'après 'R.N.V.1999' P45

Détermination du coefficient d'exposition :

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

$$C_e(K_1 = 3.93) = 1^2 \times 0.722^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0.22}{0.722 \times 1}\right) = 1.633.$$

$$C_e(K_2 = 7.86) = 1^2 \times 0.722^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0.22}{0.722 \times 1}\right) = 1.633.$$

$$C_e(K_3 = 11.79) = 1^2 \times 0.771^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0.22}{0.771 \times 1}\right) = 1.782.$$

$$C_e(K_{toiture} = 13.29) = 1^2 \times 0.834^2 \times \left(1 + \frac{7 \times 0.22}{0.834 \times 1}\right) = 1.979.$$

	Z(m)	Z _{min} (m)	Z ₀ (m)	C _t	C _r (m)	C _e	Q _{dyn} (KN/m ²)
Z ₁	3.32	8	0.3	1	0.722	1.633	0.612
Z ₂	6.64	8	0.3	1	0.722	1.633	0.612
Z ₃	9.96	8	0.3	1	0.771	1.782	0.668
Z ₄	13.28	8	0.3	1	0.834	1.979	0.742

Tab1: valeur de Q_{dyn} (KN/m²)

$$Q_{dyn}(Z_j) = Q_{réf} \times C_e(Z_j) \text{ Avec: } Q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2.$$

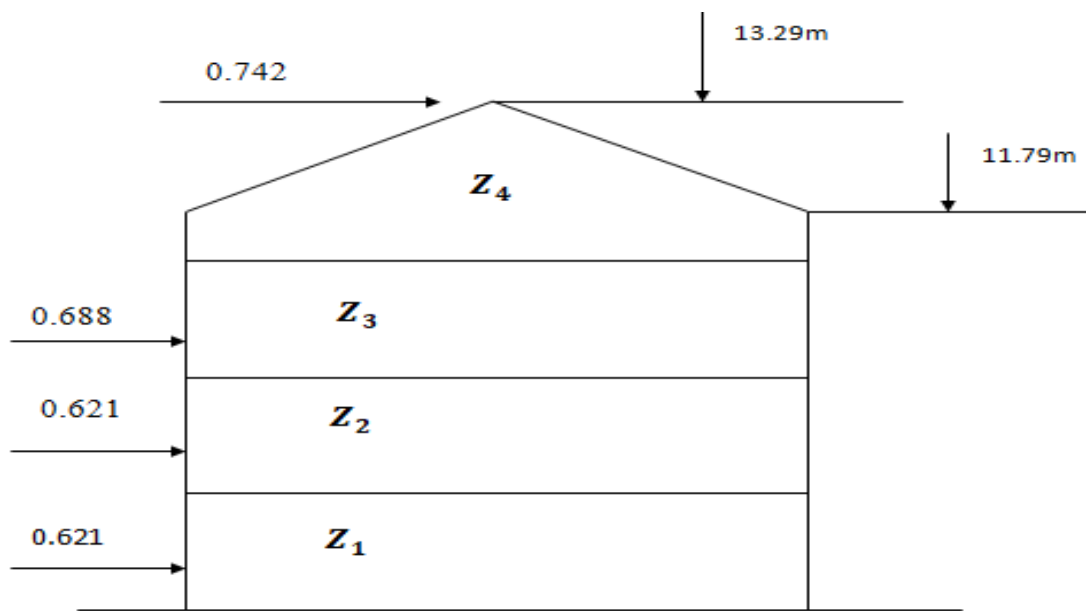


Figure II.1 : Distribution de Q_{dyn} selon la hauteur

II-3-2- Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieures C_e des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments. Constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{Si:} \quad S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si:} \quad 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{Si:} \quad S \geq 10m^2$$

S: surface chargée de la paroi considérée (m^2).

- **Vent perpendiculaire au long pan :**
- a. Paroi verticales V_1 :**

Pour cette direction du vent on a: $b=66\text{m}$, $d=40\text{m}$ et $h=13.29\text{m}$.

$e = \min(b; 2h)$; $e = \min(66; 26.58)$ d'où : $e=26.58\text{m}$.

Donc on utilise la vue en plan suivante :

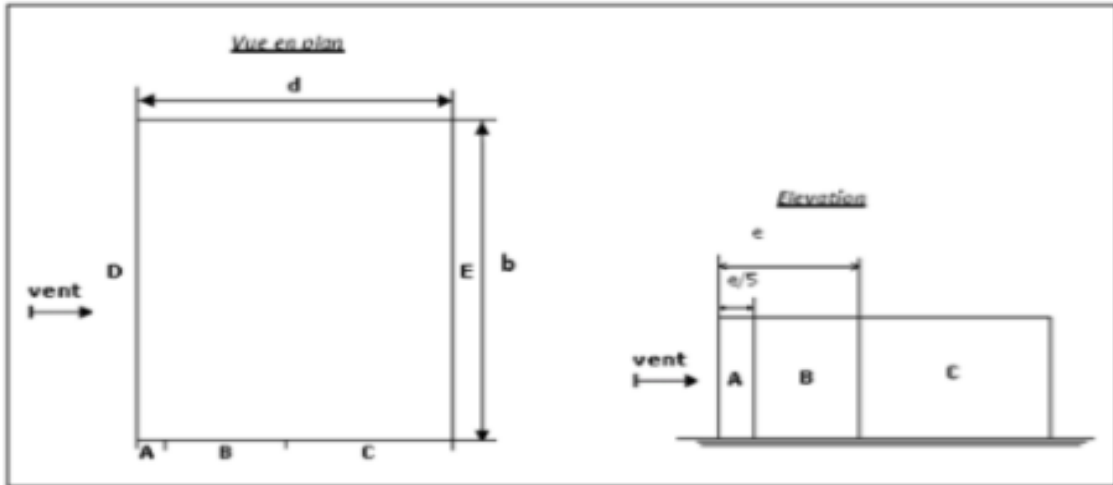


Figure II.2: Représentation légende pour les parois verticales (Vent sur long pan).

Tel-que :

$$S_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{26.58}{5} \times 13.29 = 70.64\text{m}^2 \quad \dots\dots\dots S_A = 70.64\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$$

$$S_B = \left(e - \frac{e}{5}\right) \times h = \left(26.58 - \frac{26.58}{5}\right) \times 13.29 = 282.60\text{m}^2 \quad \dots\dots S_B = 282.60\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (40 - 26.58) \times 13.29 = 178.35\text{m}^2 \quad \dots\dots S_C = 178.35\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$$

$$S_D = S_E = b \times h = 66 \times 13.29 = 877.14\text{m}^2 \quad \dots\dots S_D = S_C = 877.14\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$$

Remarque :

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

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

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

Tab2 : C_{pe} pour les parois verticales.

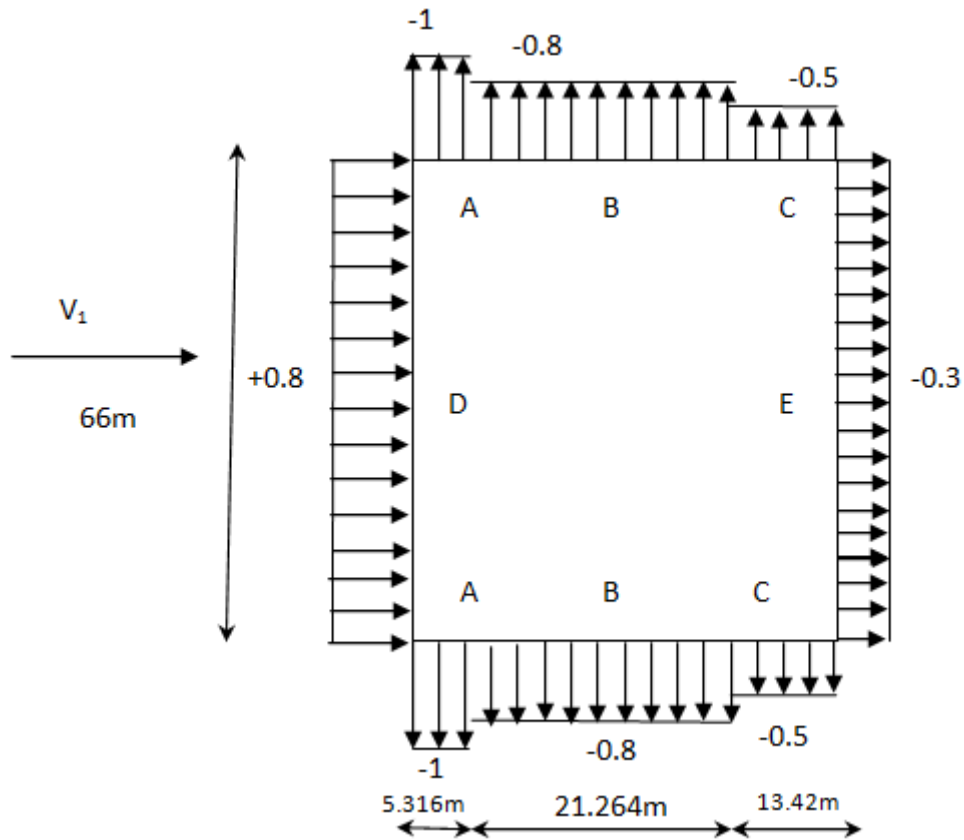


Figure II.3 : Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales

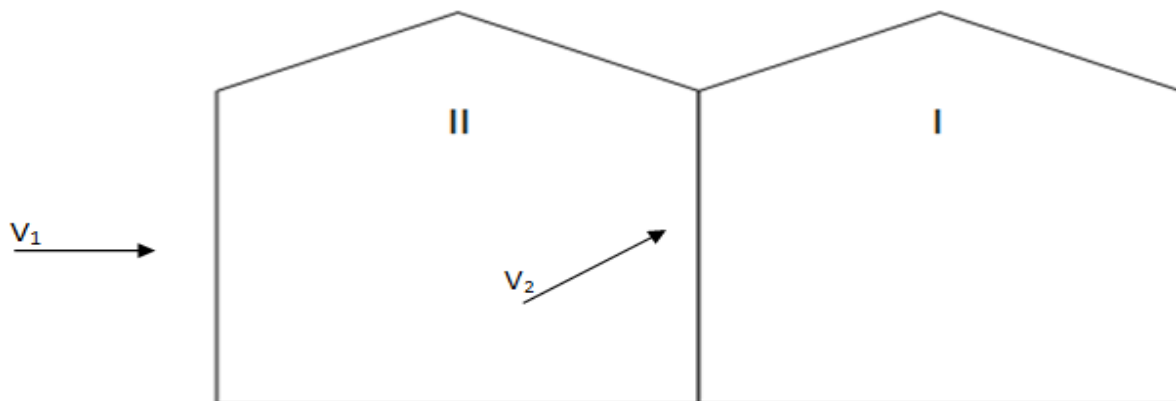
b. Toiture :

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

Pour cette direction du vent on à : $b=66m$, $h=13.29m$, $d=40m$

et $e = \min[b; 2h] = 26.58m$

Donc on utilise la représentation pour vent sur long pan :



Détermination des surfaces :

$$S_F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{26.58}{4} \times \frac{26.58}{10} = 17.66m^2 \dots\dots\dots S_F = 17.66m^2 > 10m^2$$

$$S_G = \frac{e}{10} \times \left(b - \left(2 \times \frac{e}{4} \right) \right) = \frac{26.58}{10} \times \left(66 - \left(2 \times \frac{26.58}{4} \right) \right) = 140.10m^2$$

$$\dots S_G = 140.10m^2 > 10m^2$$

$$S_H = b \times \left(d - \frac{e}{10} \right) = 66 \times \left(40 - \frac{26.58}{10} \right) = 2464.57m^2 \dots\dots\dots S_H = 2464.57m^2 > 10m^2$$

D'après le tableau 5-3 P68 (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	I	J
	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5°	-1.7	-1.2	-0.6	-0.3	-0.3
8.53°	-1.42	-1.06	-0.5	-0.33	-0.54
15°	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0

Tab3 : C_{pe} pour la toiture.

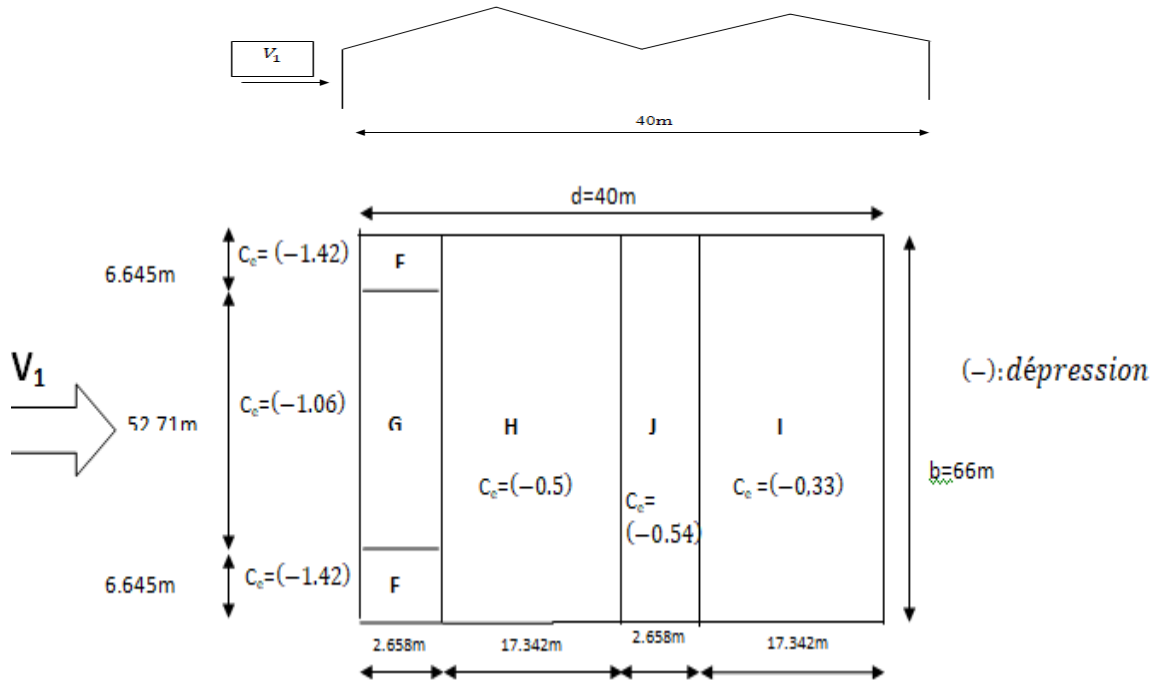


Figure II.4 : valeurs de C_e pour la toiture du vent V_1

Remarque :

$A \geq 10m^2$ D'où $C_{pe} = C_{pe,10}$

Vent perpendiculaire au pignon V_2 :

a) Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b=40m, d=66m, h=13.29m$

Donc on utilise la légende suivante $e = \min[b, 2h] \Rightarrow e = 26.58m$.

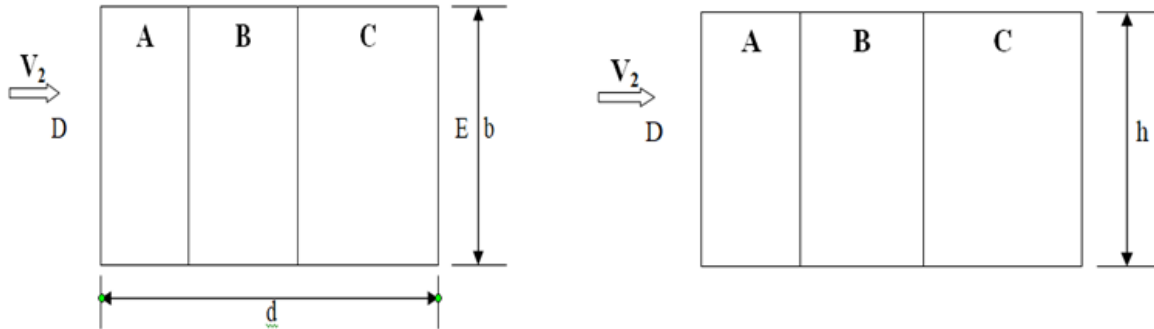


Figure II.5 : représentation des parois verticales (vent sur pignon)

Détermination des surfaces :

$$S_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{26.58}{5} \times 13.29 = 70.64m^2 \dots\dots\dots S_A = 70.64m^2 > 10m^2.$$

$$S_B = \left(e - \frac{e}{5}\right) \times h = 282.60m^2 \dots\dots\dots S_B = 282.60m^2 > 10m^2.$$

$$S_C = (d - e) \times h = (66 - 26.58) \times 13.29 = 523.89m^2 \dots\dots S_C = 523.89m^2 > 10m^2.$$

$$S_D = S_E = b \times h = 40 \times 13.29 = 877.14m^2 \dots\dots\dots S_D = S_E = 877.14m^2 > 10m^2.$$

Remarque :

On remarque que toutes les surfaces sont supérieur à $10m^2$ donc la formule est : $C_{pe} = C_{pe,10}$.

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

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tab4: C_{pe} pour les parois verticales

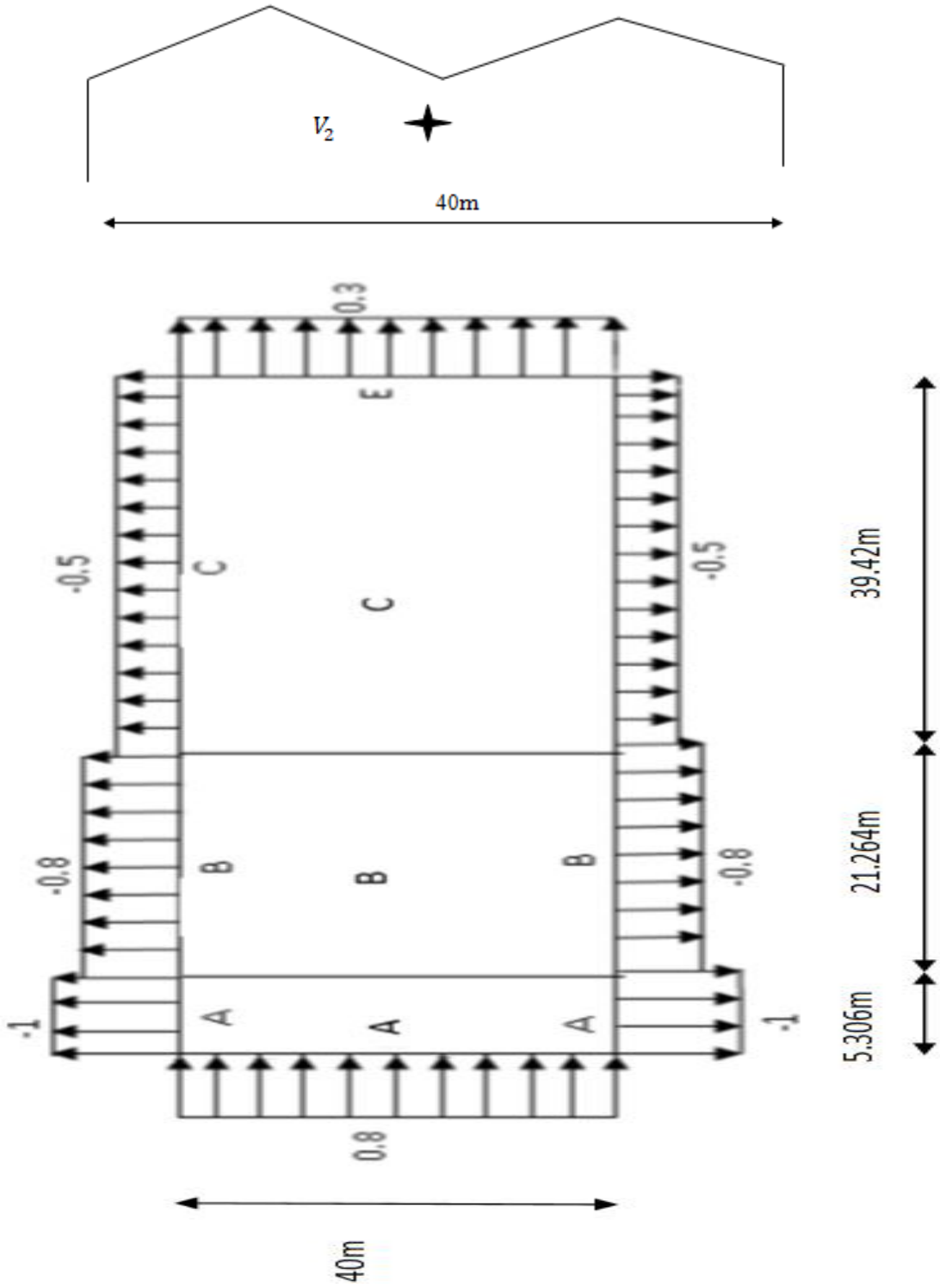


Figure II.6 : valeurs des C_{pe} pour les parois verticales

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 à un versant avec $\theta = 90^\circ$.

Pour cette direction du vent on a $b=40m, d=66m, h=13.29m$

Et $e = [b, 2h] = 26.58m$ donc : $e = 26.58m$

Détermination des surfaces :

$$S_G = \frac{b}{2} \times \frac{e}{10} = \frac{40}{2} \times \frac{26.58}{10} = 35.32m^2 \dots\dots\dots S_G = 53.16m^2 > 10m^2$$

$$S_F = S_G = 53.16m^2 \dots\dots\dots S_F = 53.16m^2 > 10m^2$$

$$S_H = \left(\left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10} \right) \times b \right) = \left(\left(\frac{26.58}{2} - \frac{26.58}{10} \right) \times 40 \right) = 40.88m^2 \dots S_H = 282.60m^2 > 10m^2$$

Remarque :

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

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

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

zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.49	-1.3	-0.67	-0.5

Tab4 : C_{pe} pour la toiture I

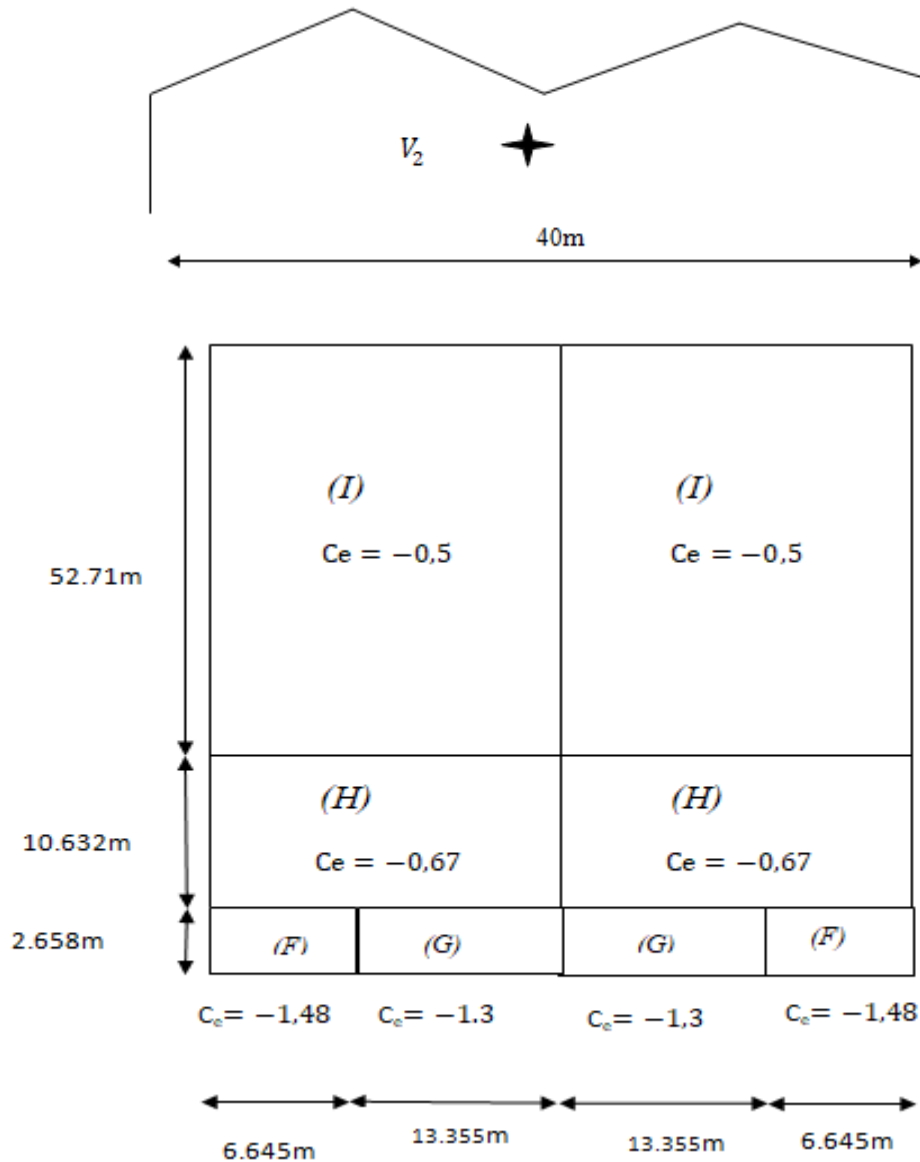


Figure II.7 : Valeurs de C_e pour la toiture (vent V_2)

II-3-3- Calcule du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieure (hall industriel par exemple) est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qu'il est défini dans la formule suivant "R.N.V.1999" P78

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

On peut l'obtenir a l'aide de la figure suivantes :

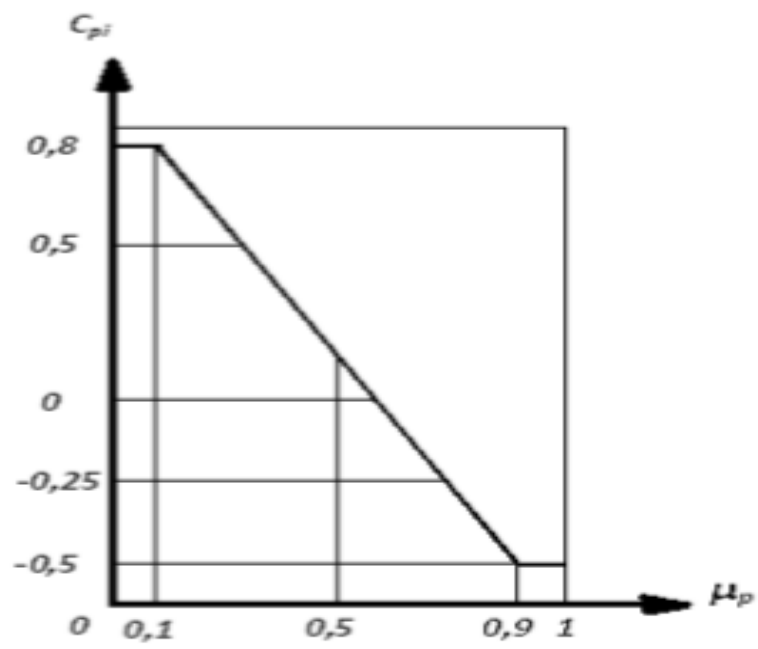


Fig.I-12: C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures

Vent perpendiculaire au long-pan :

1^{er} cas : toutes les portes sont ouvertes sous V_1 :

$$\mu_p = \frac{3 \times (2 \times 1) + 2(5 \times 5)}{3 \times (2 \times 1) + 2(5 \times 5)} = 1$$

Donc d'après la figure 5.15 '**R.N.V.1999**' P78 $C_{pi} = -0.5$

Remarque :

La même valeur pour le vent V_1' .

2^{eme} cas : toutes les portes sont fermées sous V_2 et V_2'

$$\mu_p = \frac{0}{3 \times (2 \times 1) + 2(5 \times 5)} = 0$$

Donc d'après la figure 5.15 '**R.N.V.1999**' P78 $C_{pi} = 0.8$

Détermination de la pression dynamique C_d :

A. Vent perpendiculaire au long-pan :

Pour une hauteur : $h=13.29\text{m}$ et $b=66\text{m}$, on lit $C_d=0.89$

B. Vent perpendiculaire au pignon :

Pour une hauteur : $h=13.29\text{m}$ et $b=40\text{m}$, on lit $C_d=0.91$

Détermination de la pression du vent Q_j :

$$Q_j = C_d \times W_{zj} = C_d \times Q_{dyn}(zj) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

1. Vent perpendiculaire au long-pan V_1 (toutes les fenêtres 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}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j (KN/m^2)
A	0.89	0.612	-1	-0.5	-0.7	-0.381
B	0.89	0.612	-0.8	-0.5	-0.5	-0.272
C	0.89	0.612	-0.5	-0.5	-0.2	-0.108
D	0.89	0.612	+0.8	-0.5	1.1	0.599
E	0.89	0.612	-0.3	-0.5	0	0

Pour Z_1 et Z_2 :

On résume les résultats dans le tableau suivants :

zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j (KN/m^2)
A	0.89	0.710	-1	-0.5	-0.7	-0.442
B	0.89	0.710	-0.8	-0.5	-0.5	-0.315
C	0.89	0.710	-0.5	-0.5	-0.2	-0.126
D	0.89	0.710	+0.8	-0.5	1.1	0.695
E	0.89	0.710	-0.3	-0.5	0	0

Tab6 : Pression Q_j sur la paroi verticale

b) Dans la toiture :

Pour $Z_{toiture}$:

On résume les résultants dans le tableau suivants :

zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j (KN/m^2)
F	0.89	0.742	-1.42	-0.5	-1.12	-0.739
G	0.89	0.742	-1.06	-0.5	-0.76	-0.502
H	0.89	0.742	-0.5	-0.5	-0.2	-0.132
I	0.89	0.742	-0.33	-0.5	-0.03	-0.02
J	0.89	0.742	-0.54	-0.5	-0.24	-0.158

Tab7 : pressions Q_j sur la toiture

2. Vent perpendiculaire au pignon V_2 (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	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j (KN/m^2)
A	0.91	0.612	-1	0.8	-1.8	-1
B	0.91	0.612	-0.8	0.8	-1.6	-0.89
C	0.91	0.612	-0.5	0.8	-1.3	-0.723
D	0.91	0.612	+0.8	0.8	0	0
E	0.91	0.612	-0.3	0.8	-1.1	-0.612

Pour Z_3 :

On résume les résultats dans le tableau :

zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j (KN/m^2)
A	0.91	0.668	-1	0.8	-1.8	-1.09
B	0.91	0.668	-0.8	0.8	-1.6	-0.972
C	0.91	0.668	-0.5	0.8	-1.3	-0.790
D	0.91	0.668	+0.8	0.8	0	0
E	0.91	0.668	-0.3	0.8	-1.1	-0.668

Tab8 : pression Q_j sur la paroi verticale

b) Toitures :

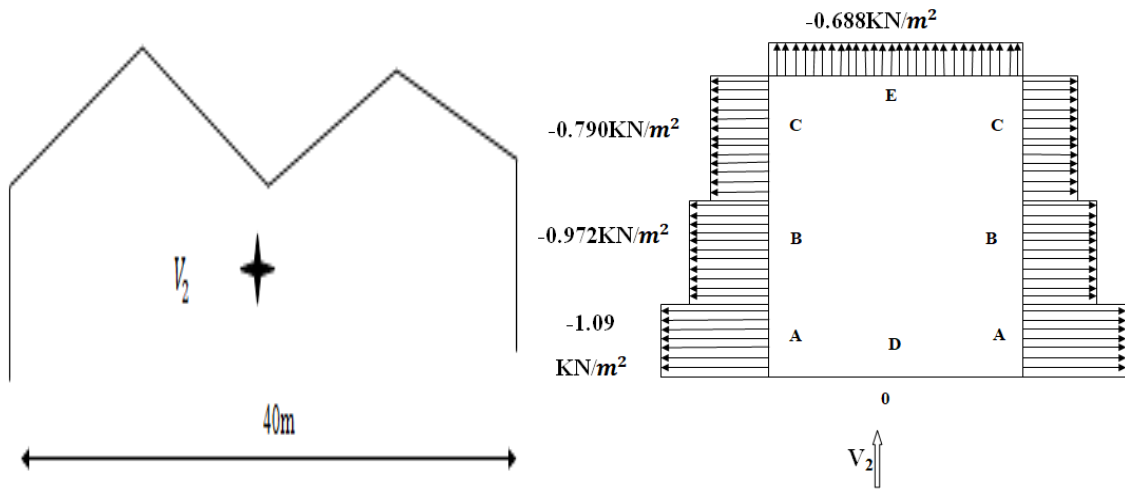
Pour Z_4 :

zone	C_d	Q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j (KN/m^2)
F	0.91	0.742	-1.49	0.8	-2.29	-1.546
G	0.91	0.742	-1.3	0.8	-2.1	-1.417
H	0.91	0.742	-0.67	0.8	-1.45	-0.99
I	0.91	0.742	-0.5	0.8	-1.3	-0.87

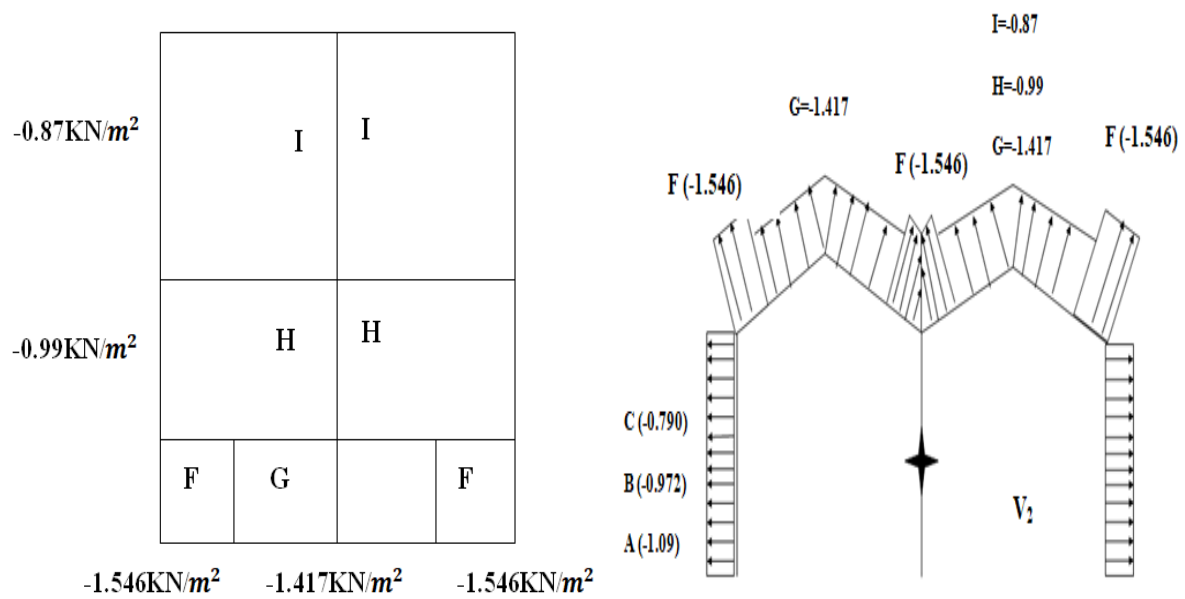
Tab9 : pression Q_j sur la toiture

Vent perpendiculaire au pignon V_2 :

Paroi verticales :



Versants de toitures :



3. Vent perpendiculaire au pignon V_2 (les fenêtres et les ports sont fermés)

a) Dans la paroi verticale :

Remarque : Dans ce cas on remarque que C_{pi} du vent perpendiculaire au pignon pour le cas où est entièrement fermée ou est entièrement ouverte on trouve le même résultat $C_{pi} = 0.8$. Donc on trouve les mêmes valeurs que les tableaux précédents.

4. Vent perpendiculaire au long pan $V1$ (entièrement fermé)

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	0.89	0.612	-1	0.8	-1.8	-0.980
B	0.89	0.612	-0.8	0.8	-1.6	-0.871
C	0.89	0.612	-0.5	0.8	-1.3	-0.708
D	0.89	0.612	+0.8	0.8	0	0
E	0.89	0.612	-0.3	0.8	-1.1	-0.599

TAB.9: Pressions Q_j sur la paroi verticale

Pour Z_3 : 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	0.89	0.668	-1	0.8	-1.8	-1.07
B	0.89	0.668	-0.8	0.8	-1.6	-0.951
C	0.89	0.668	-0.5	0.8	-1.3	-0.772
D	0.89	0.668	+0.8	0.8	0	0
E	0.89	0.668	-0.3	0.8	-1.1	-0.653

TAB.10: Pressions Q_j sur la paroi verticale

a) Dans la toiture :

Pour Z_4 : On résume les résultats dans le tableau suivant :

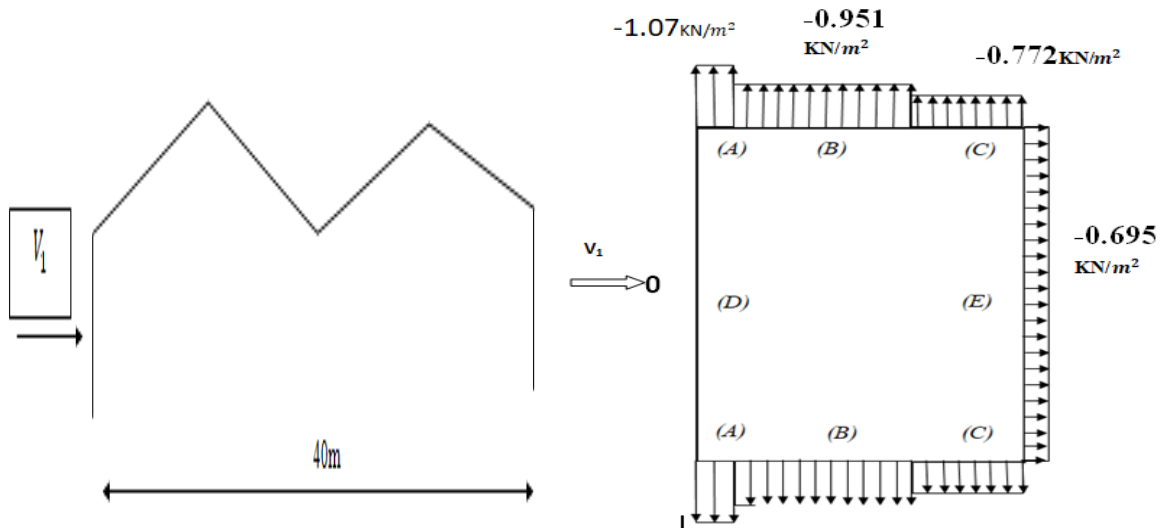
ZONE	C_d	$Q_{dyn}(z_j)$ [KN/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	Q_j [KN/m ²]
F	0.89	0.742	-1.42	0.8	-2.22	-1.466
G	0.89	0.742	-1.06	0.8	-1.86	-1.228
H	0.89	0.742	-0.5	0.8	-1.3	-0.858
I	0.89	0.742	-0.33	0.8	-1.13	-0.746

J	0.89	0.742	-0.54	0.8	-1.34	-0.885
----------	------	-------	-------	-----	-------	--------

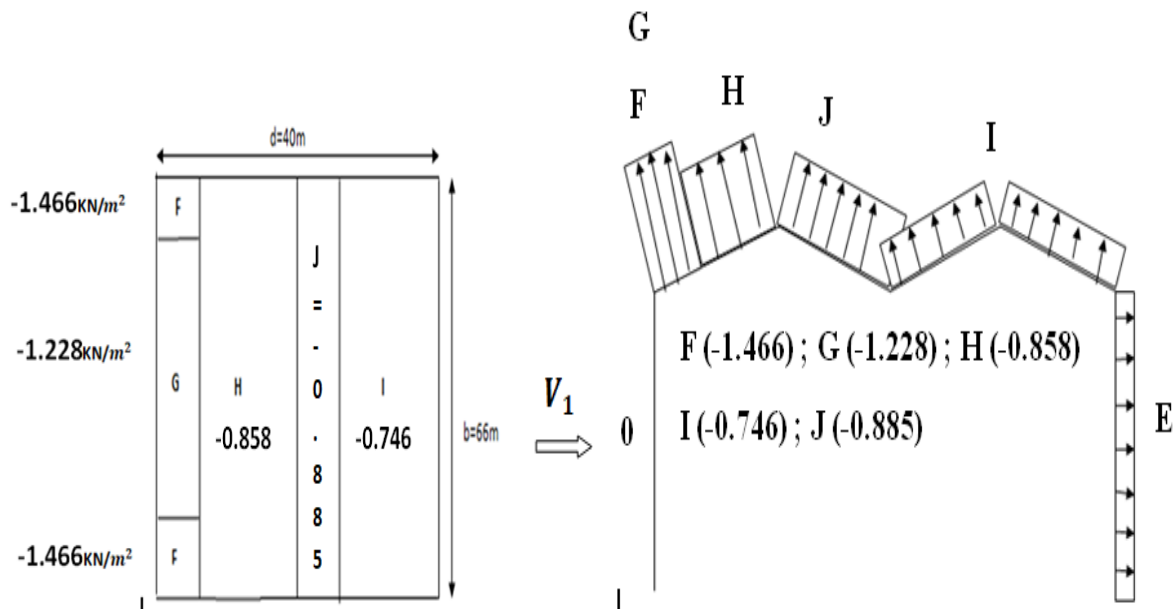
TAB. I-18: Pressions Q_j sur la toiture

Vent perpendiculaire au long pan (V_2) :

Paroi verticales :



Versants de toiture :



II-4- Détermination de la force de frottement :

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNVA99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles :

Le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$ et le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$ est vérifiée Avec :

d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : hauteur (en m) de la construction.

On prendra dans notre cas un bardage en toiture au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent

Donc : $C_{fr} = 0.04$

La surface de frottement (F_{fr}) est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum(q_h \times c_{fr} \times s_{fr})$$

q_h : Pression dynamique à la hauteur considérée.

c_{fr} : Coefficient de frottement selon l'état de la surface.

s_{fr} : L'aire de l'élément de surface considérée.

➤ **Vent perpendiculaire au pignon :**

$$d = 66\text{m} \quad , \quad b = 40\text{m} \quad , \quad h = 13.29\text{m}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{66}{40} = 1.65 < 3 \quad , \quad \frac{d}{h} = \frac{66}{13.29} = 4.97 > 3$$

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

a) **Paroi vertical :**

$$S_{fr} = d \times h$$

$$F_{r1} = 66 \times 3.32 \times 0.04 \times 0.612 = 5.36\text{KN}$$

$$F_{r2} = 66 \times 3.32 \times 0.04 \times 0.612 = 5.36\text{KN}$$

$$F_{r3} = 66 \times 3.32 \times 0.04 \times 0.668 = 5.85\text{KN}$$

b) **Toiture :**

$$F_{r1} = 66 \times 10.11 \times 4 \times 0.04 \times 0.742 = 79.22\text{K}$$

$$F_{rt} = \sum F_r = 95.79\text{KN}$$

la force de frottement est : $F_{rt} = 95.79\text{KN}$

Conclusion:

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

Chapitre III: etudes des elements secondaires

III-1- Introduction:

Les pannes sont des éléments réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formé à froid en (Z) ou (Σ) qui ont pour rôle de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatiques, elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan de versant, et elles sont calculées en flexion déviée pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi que les surcharges climatiques. On utilisera des profilés en (I) laminés à chaud Principe de calcul:

Les charges permanentes et le charge de la neige sont appliqués 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.

III-2- Dimensionnement des pannes:

Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=5m$.

Le porté entre axe des pannes $d=1.3$ (espace entre 2 pannes).

On dispose de 08 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.

→ $f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limited elasticity d'Arcy)

→ $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinal de l'acier)

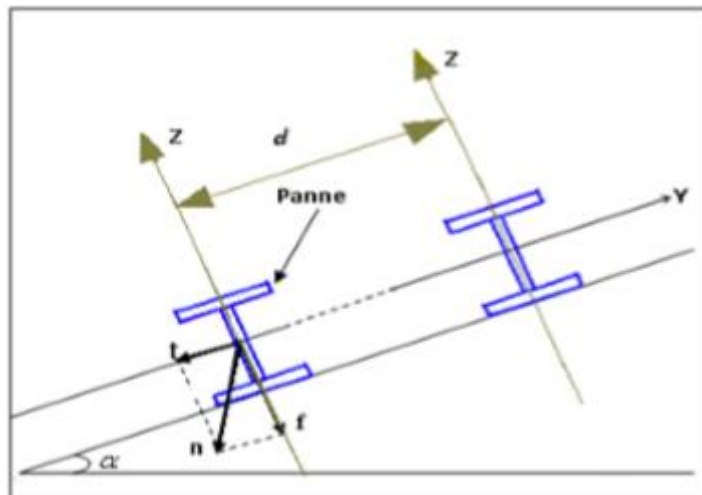


Figure III.1 : Disposition des pannes

✓ **Calcul pour un profile IPE:**

-Détermination de sollicitation :

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

▪ **Détermination la section de la panne :**

a) **Les charges variables :**

1) **Le vent : (soulèvement)**

$Q_j = -1,546 \text{KN/m}^2$ (la charge la plus defavorable sur la zone F sous le vent V_2)

$$W = Q_j \times d = -1.546 \times 1.3 = 2,01 \text{ KN/m} \quad \rightarrow W = -2 \text{ KN/m}$$

2) **La neige :**

$$S_n = S \times d = 0.29 \times 1.3 = 0.377 \text{ KN/m} \quad \rightarrow S_n = 0.377 \text{KN/m}$$

3) **La charge d'entretien :**

$$P_n = \frac{8p}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5} = 0.53 \text{ KN/m} \quad \rightarrow P_n = 0,53 \text{ KN/m}$$

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

- poids des panneaux +accessoires $\rightarrow G = 0,17 \text{KN/m}^2$

$$G = G \times d = (0.17) \times 1.3 = 0.22 \text{KN/m} \quad \rightarrow G = 0,22 \text{KN/m}$$

c) **Combinaison des charges :(ELS)**

On prend les combinaisons les plus défavorables:

$$yy' : \rightarrow G \sin \alpha + 0,9 \times (S_n \sin \alpha + P_n \sin \alpha) = 0.22 \sin 8.53 + 0,9(0.37 \sin 8.53 + 0.53 \sin 8.53) \\ = 0.15 \text{KN/m}$$

$$q_y = 0.15 \text{ KN/m}$$

$$zz' \rightarrow G \cos \alpha - W_s = 0.22 \cos 8.53 - 2 = -1.78 \text{KN/m}$$

$$q_z = -1.78 \text{KN/m}$$

▪ **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 : $f_{ad} = \frac{l}{200}$

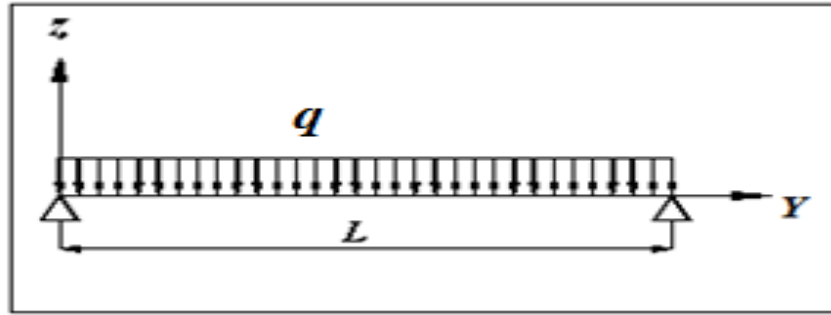


Figure III-2 : Répartition des charges sur les pannes

❖ Suivant Z-Z

$$f_z = \frac{5q_z l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times l^4}{2.5 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 1.78 \times 5000^4}{2.5 \times 384 \times 210000} = 275.91 \text{ cm}^4 \dots \text{ Donc on choisit un IPE120}$$

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)
120	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4
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)
13,2	318	4.90	60.73	27.61	1.45	13.58

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

▪ **Evaluation des charges:**

• **Les charges variables :**

1. **La charge du vent : (soulèvement)**

$$W = -2 \text{ KN/m}$$

2. **La charge de la neige :**

$$S_n = 0.377 \text{ KN/m}$$

3. **La charge d'exploitation :**

$$p_n = 0,53 \text{ KN/m}$$

b. Les charges permanentes :

- poids des accessoires + panneaux $\rightarrow G_1=0.17\text{KN/m}^2$
- poids propre de l' IPE120 $\rightarrow G_2=0.104\text{KN/m}$

$$G = (G_1) \times d + G_2 = 0.17 \times 1.3 + 0.104 = 0.325 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow G = 0.325 \text{KN/m}$$

■ 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':**

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha = 1.35 \times 0.325 (\sin 8.53) = 0.065 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha + \gamma_Q \cdot S_n \sin \alpha = (1.35 \times 0.325 + 1.5 \times 0.377) (\sin 8.53) = 0.14 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha + \gamma_Q \cdot P_n \sin \alpha = (1.35 \times 0.325 + 1.5 \times 0.53) (\sin 8.53) = 0.18 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \sin \alpha + 0,9 \gamma_Q \cdot (S_n + P_n) \sin \alpha = [1.35 \times 0.325 + 0.9 (1.5 (0.377 + 0.53))] \sin 8.53 \\ = 0.25 \text{KN/m}$$

\Rightarrow La plus défavorable est: $T_y = 0,25 \text{KN/m}$

- **Suivant zz':**

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \cos \alpha - \gamma_Q \cdot W_S = 1 \times 0,325 (\cos 8.53) - 1,5 \times 2 = -2,67 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \cos \alpha + \gamma_Q \cdot S_n \cos \alpha = (1,35 \times 0,325 + 1,5 \times 0,377) \cos 8,53 = 1 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G \cos \alpha + \gamma_Q \cdot P_n \cos \alpha = (1,35 \times 0,325 + 1,5 \times 0,53) \cos 8,53 = 1,22 \text{KN/m}$$

\Rightarrow La plus défavorable est: $T_z = -2.67 \text{KN/m}$

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':**

$$\rightarrow G \sin \alpha = 0,325 \sin 8,53 = 0,04 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow G \sin \alpha + S_n \sin \alpha = (0,325 + 0,377) (\sin 8,53) = 0,10 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow G \sin \alpha + P_n \sin \alpha = (0,325 + 0,53) (\sin 8,53) = 0,13 \text{KN/m}$$

$$\rightarrow G \sin \alpha + 0,9 (S_n + P_n) \sin \alpha = [0,325 + 0,9 (0,377 + 0,53)] \sin 8,53$$

$$= 0,17 \text{KN/m}$$

\Rightarrow La plus défavorable est: $T_y = 0,17 \text{KN/m}$

- Suivant zz' :

$$\rightarrow G \cos \alpha - W_s = 0,325(\cos 8,53) - 2 = -1,67 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow G \cos \alpha + S_n \cos \alpha = (0,325 + 0,377) \cos 8,53 = 0,69 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow G \cos \alpha + P_n \cos \alpha = (0,325 + 0,53) \cos 8,53 = 0,85 \text{ KN/m}$$

⇒ **La plus défavorable est: $T_z = -1.67 \text{ KN/m}$**

Vérification a la Flexion bi-axial a L'ELU:

Pour cette Verification on utilise la condition suivante:

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Zsd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1 \dots (\text{EC03 Page 163}).$$

Avec: $\alpha=2, \beta=1$... pour les Profile en I, en Absence de l'effort normal.

$$M_y = \frac{T_z \times l^2}{8} = \frac{2,67 \times 25}{8} = 8,3 \text{ kn. m}$$

$$M_z = \frac{T_y \times l^2}{8} = \frac{0,25 \times 25}{8} = 0,81 \text{ kn. m}$$

On doit déterminer la classe du Profile IPE120

Classe de la section transversale:

- **Âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,34$$

→ 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**

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 235}{1,1} \rightarrow M_{pl.y.rd} = 12.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 235}{1,1} \rightarrow M_{pl.z.rd} = 2.90 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{8.34}{12.96} \right]^2 + \left[\frac{0.81}{2.90} \right]^1 = 0.69 \leq 1 \dots \text{Donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche: (ELS)**

$$f = \frac{5 \times q_{sd,ser} \times l^4}{384 \times E \times I}$$

et $f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$

$$f_y = \frac{5 \times q_{sd,ser} \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0.17 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 27.7 \times 10^4} = 23,78 \text{ mm} = 2.4 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm}$$

→ **f_y est vérifiée**

$$f_z = \frac{5 \times q_{sd,ser} \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 1.78 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 318000} = 21,69 \text{ mm} = 2.2 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm}$$

→ **f_z est vérifiée**

$$f_{totale} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{24^2 + 22^2} = 32.56 \text{ mm} = 3.2 \text{ cm} > f_{adm} = 2.5 \text{ cm}$$

⇒ **f_{totale} n'est pas vérifiée**

Donc les panne n'est pas vérifiée, on augmente le profile a un IPE 180.

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
180	91	5.3	8	9	146	18.8
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)
23.9	1317	7.42	166.4	100.9	2.05	34.60

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = \frac{5000/20.5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{5000/20.5}{\frac{180}{68}} \right)^2 \right]^{0.25} \times \sqrt{1.132}} = 141.56 \rightarrow \lambda_{LT} = 141.56$$

$$\text{Et : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = \left[\frac{141.56}{93.9} \right] \cdot \sqrt{1} = 1.5$$

→ $\bar{\lambda}_{LT} = 1.5 > 0,4$... il y a un risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,5 - 0,2) + 1,5^2] = 1.76 \rightarrow \varphi_{LT} = 1.76$$

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

$$= \frac{1}{1.76 + \sqrt{1.76^2 - (1.5)^2}} = 0.37 < 1 \rightarrow \chi_{LT} = 0,37$$

$$\text{Donc : } M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}} = \frac{0.37 \times 1 \times 166.4 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 13.15 \text{ KN.m} \rightarrow M_{b,rd} = 13.15 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera : $M_{sd,max} = 8.3 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 13.15 \text{ KN.m} \dots$ D'où la condition est vérifiée.

⇒ Donc on adopte un IPE180

III-3- 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.

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=1,3m.
- On dispose de 8 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les lisses sont en acier S235

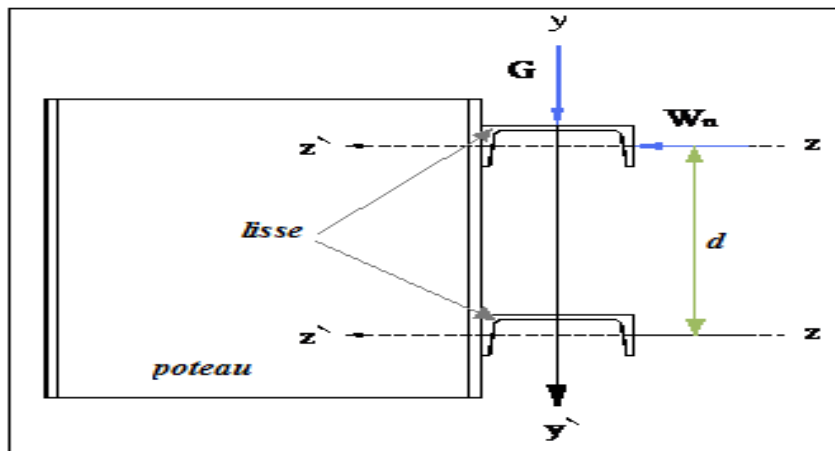


Figure III-3 : Disposition de la lisse de bardage

Calcul pour un profile UAP

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

($Q_{jL} = -1,07 \text{ KN/m}^2$ la charges la plus defavorable zoneA sur V_1)

$$W_{p,L} = Q_{j,L} \times d = -1.07 \times 1.3 = -1.39 \text{ KN/m} \quad \rightarrow W_{p,L} = -1.4 \text{ KN/m}$$

b. Les charges permanentes : (sans P_{profile})

Poids de l'accessoire avec panneaux $\rightarrow G_1 = 0,17 \text{ KN/m}^2$

$$G = G_1 \times d = 0.17 \times 1,3 = 0.221 \text{ N/m} \quad \rightarrow G = 0,221 \text{ KN/m}$$

c. Combinaison des charges :(ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables:

$$yy': \rightarrow G = 0,221 \text{ KN/m}$$

$$zz': \rightarrow W_{p,L} = -1,4 \text{ KN/m}$$

Dans notre cas on à une poutre posé sur 2 appuis simple et une charge uniformément répartie

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

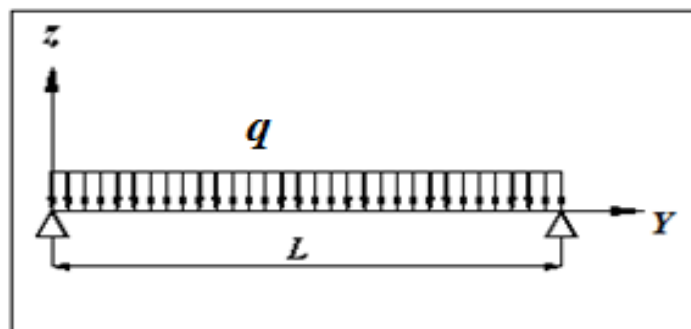


Figure III.4 : Répartition des charges sur les lisses

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

$$I_y = \frac{5.F.L^4.200}{384.E.L} = \frac{5 \times 1.4 \times 200 \times 6^3}{384 \times 2.1 \times 10^8} = 375 \text{ cm}^4 \rightarrow I_y \geq 375 \text{ cm}^4$$

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

$$I_z = \frac{2,05 \times 200 \times 0,221 \times \frac{6^3}{2}}{384 \times 2,1 \times 10^8} = 3 \text{ cm}^4 \quad \dots I_z \geq 3 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UAP on adopte un UAP 130 avec $I_y=459.6 \text{ cm}^4$ et le poids propre $G=13.74\text{Kg/m}$

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(cm²)	I_y(cm⁴)	i_y(cm)	W_{pl,y}(cm³)	I_z(cm⁴)	i_z(cm)	W_{pl,z}(cm³)
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':

$$W_{p,L} = Q_{j,L} \times d = -1.07 \times 1.3 = -1.4 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow W_{p,L} = -1.4 \text{ KN/m}$$

b. Les charges permanentes :

- poids des panneaux sandwich + accessoire

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

- poids propre de l'UAP130

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

$$G = G_1 \times d + G_2 = (0,17) \times 1,3 + 0,137 = 0,358 \text{ KN/m} \quad \rightarrow G = 0,358 \text{ KN/m}$$

▪ **Combinaison des charges:**

a) **A l'ELU:**

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

• **Suivant yy':**

$$\rightarrow \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 0,358 = 0,48 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow T = 0,48 \text{ KN/m}$$

• **Suivant zz':**

$$\gamma_Q \cdot W_{P.L} = 1,5 \times -1,4 = -2,1 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow F = -2,1 \text{ KN/m}$$

b) **A l'ELS:**

$$\Sigma G + Q$$

• **Suivant yy':**

$$G = 0,358 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow T = 0,358 \text{ KN/m}$$

• **Suivant zz':**

$$W_{P.L} = -1,4 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow F = -1,4 \text{ KN/m}$$

Vérification de la flexion bi-axiale: (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

Avec : $N_{sd} = 0$

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

$$M_{y, sd} = \frac{F \cdot l^2}{8} = \frac{(1,5 W_{PL}) L^2}{8} = \frac{-2,1 \times 6^2}{8} = -9,45 \text{ Kn.m}$$

$$\rightarrow M_{y, sd} = -9,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{(1,35 G)(L/2)^2}{8} = \frac{0,48 \times (6/2)^2}{8} = 0,54 \text{ Kn.m}$$

$$\rightarrow M_{z, sd} = 0,54 \text{ KN.m}$$

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

▪ **Détermination de la classe du profile UAP 130 :**

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

- **Âme** : $\frac{d}{t_w} = \frac{92}{6} = 15.33 < 72\varepsilon$

→Âme de classe 1

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

→Semelle de classe

Donc la section est de classe1

$$\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$$

→Semelle de classe 1

Doncla section est de classe1

$$\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$$

$$M_{pl,y,RD} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83,51 \times 23.5}{1.1} = 17.85 KN.m$$

→M_{pl.y,rd}=17.85 KN.m

$$M_{pl,z,RD} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25,64 \times 23.5}{1.1} = 5.48 KN.m$$

→M_{pl.z,rd}=5.48 KN.m

Et la condition sera dans notre cas ,l'effort normal N_{sd}=0

$$\rightarrow 0 + \left[\frac{9.45}{17.85} \right] + \left[\frac{0.54}{5.48} \right] = 0.52 \leq 1$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

Vérification de la flèche: (ELS)

$$f_y = \frac{2.05 \times T \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 35.8 \times \left(\frac{6}{2}\right)^4}{384 \times 210 \times 51.34} = 0,14cm \leq \frac{l}{200} \leq 1,5cm$$

→f_y est vérifié

$$f_z = \frac{5.F.l^4}{384.E.I_y} = \frac{5 \times 140 \times 6^4}{384 \times 210 \times 459.6} = 2.4cm \leq \frac{l}{200} \leq 3cm$$

→f_z est vérifié

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

$$f_{MAX} = \sqrt{(0.14)^2 + (2.4)^2} = 2.4cm < f_{adm} = \frac{l}{200} = 3cm \rightarrow \text{donc la flèche est vérifiée}$$

Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

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

$$V_{sd_y} = T \times \frac{l}{2} = 0.48 \times \frac{6}{2} = 1.44 \text{ KN}$$

$$V_{sd_z} = F \times \frac{l}{2} = -2.1 \times \frac{6}{2} = 6.3 \text{ KN}$$

→ $V_{sd,max} = 6.3 \text{ KN}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \text{ et } A_v = A - 2bt + (t_w + 2r)t_f = 1750 - 2(55 \times 9.5) + (6 + 2 \times 9.5) \times 9.5$$

→ $A_v = 942.5 \text{ mm}^2 = 9.42 \text{ cm}^2$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{942.5 \times 23.5 / \sqrt{3}}{1.1} = 116.19 \text{ KN}$$

→ $V_{pl,rd} = 116.19 \text{ KN}$

Donc la condition sera :

$$V_{sd, \dot{u}} = 6.3 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 116.19 \text{ KN}$$

...Donc l'effort tranchant est vérifiée

Conclusion :

Le profilé en UAP130 est vérifié comme lisse de bardage

III-4- Calcul des potelets :

Introduction :

les potelets sont le plus souvent des profils en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

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.

Dimensionnement des potelets :

- Chaque pignon possède 3 potelets de longueur max $L=13.29\text{m}$.
- Le pas max entre axe des potelets $d=5\text{m}$.
 - 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).

Evaluation des charges:

a) Détermination de la section de potelet :

La charge du vent sur le pignon est $Q_j=0.972 \text{ KN/m}^2$.
 $W_s=Q_j \times d = 0.972 \times 5 = 4.86 \text{ KN/m} \rightarrow W_{s,L}=4.86 \text{ KN/m}$

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

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

$$f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y = \frac{5 \times 200 \times 4.86 \times 13.29^3}{384 \times 2.1 \times 10^8} = 14146 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow I_y \geq 14146 \text{ cm}^4$$

Donc le profile qui correspond est IPE360

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	A(cm ²)	P(kg/m)
360	170	8	12.7	18	298.6	72.7	57.1
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)
16270	904	15.0	1019	1043	123	3.79	191

Tableau III-4 : Caractéristiques et dimensions IPE 360

▪ **Les charges variables :**

$$W_s = 4.86 \text{ KN/m}$$

▪ **Les charges permanentes:**

- poids des panneaux + accessoire $\rightarrow G1 = (G \times L \times d) = 0.17 \times 5 \times 13.29 = 11.29 \text{ KN}$
- Poids des lisses courantes $\rightarrow G2 = 0.137 \times 7 \times 5 = 4.79 \text{ KN}$
- poids propre de l'IPE330 $\rightarrow G3 = 0.571 \times 13.29 = 7.58 \text{ KN}$
- $G = G1 + G2 + G3 = 23.6 \text{ KN}$ $\rightarrow G = T = 23.6 \text{ KN}$

Les combinaisons des charges :

▪ **ELS :**

Suivant axe z-z:

$$|V| = 4.86 \text{ KN/m} \quad \rightarrow F = 4.86 \text{ KN}$$

▪ **ELU:**

Suivant axe z-z :

$$1,5|V| = 1,5 \times 4.86 = 7.29 \text{ KN/m} \quad \rightarrow F' = 7.29 \text{ KN}$$

Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

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

Avec :

$$V_{sd} = V_{zsd} = (1.5W) \times \frac{l}{2} = 7.29 \times \frac{13.29}{2} = 48.44 \text{KN}$$

$$\rightarrow V_{sd\max} = 48.44 \text{KN}$$

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

$$A_{vz} = 35.1 \times 10^2 \text{mm}^2 \text{ tableau des profiles}$$

$$\rightarrow A_{vz} = 35.1 \text{cm}^2$$

Donc :

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{3510 \times 235 / \sqrt{3}}{1.1} = 432 \text{KN} \rightarrow V_{plrd} = 432 \text{KN}$$

$$V_{sd.\max} = 48.44 \text{KN} < V_{pl.\text{rd}} = 432 \text{KN}$$

⇒ **Donc l'effort tranchant est vérifié**

Vérification la résistance au moment fléchissant et l'effort axial :

La vérification de sécurité est donnée par :

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

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

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G = 1,35 \times 23.6 = 31.8 \text{KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 1553.1$$

$$M_{sd,y} = F \times \frac{l^2}{8} = \frac{1.5(4.86) \times 13.29^2}{8} = 160.9 \text{KN.m}$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} = \frac{904 \times 1000 \times 235}{1.1} = 193.1 \text{KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{31.8}{1553.1} \right] + \left[\frac{160.9}{193.1} \right] = 0.85 \leq 1$$

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

Vérification l'effort axial de compression:

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

On a:

$$N_{sd} = \gamma_G \cdot G = 1.35 \times 23.6 = 31.8$$

$$N_{sd} = 31.8 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 1553.1 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = 1553.1 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 31.8 \text{ KN} \leq 0.25 N_{pl,Rd} = 388.2 \text{ KN}$$

⇒ Donc l'effort axial de compression est vérifié

Vérification de la stabilité au flambement flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{(EC03 Page 181).}$$

$$N_{sd} = 31.8 \text{ KN}$$

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

$$M_{sd,y} = F \times \frac{l^2}{8} = \frac{1.5(4.86) \times 13.29^2}{8} = 160.9 \text{ m}$$

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

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

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

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

Plan de flambement :

Elancement λ :

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

l_f: longueur de flambement

i: rayon de giration

$$yy' : \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{13290}{150} = 88.6$$

$$ZZ' : \lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{1300}{37.9} = 34.30$$

$\lambda_y = 88.6 > \lambda_z = 34.30 \dots \dots \dots$ Le flambement aura lieu suivant l'axe y-y

- $\beta_1 = 1$ (section de classe 1).

- $\lambda_1 = \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} \times \pi = 93.9 \varepsilon = 93.9$

- $\varepsilon = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = \left(\frac{88.6}{93.9}\right)^{0.5} = 0.94$$

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y = 0.94 > 0.4 \dots \dots \dots \text{Risque de flambement.}$$

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \dots \dots \dots \text{(EC03 Page170).}$$

Facteur d'imperfection α :

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.1 > 1.2$$

$$t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

axe de flambement y-y $\rightarrow \alpha = 0.21 \dots \dots \dots \text{(EC03 Page171)}$

Donc :

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 [1 + 0.21(0.94 - 0.2) + 0.94^2]$$

$$\phi_y = 1.019$$

Donc :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.01 + (1.01^2 - 0.94^2)^{0.5}} = 0.41 < 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \dots \dots \dots \text{Mais } k_y \leq 1.5 \dots \dots \dots \text{(EC03 Page181).}$$

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). $\dots \dots \dots \text{(EC03 Page181)}$

$$\mu_y = 0.94(2 \times 1.3 - 4) + \frac{1019 + 9040}{9040} = -0.20 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.20 \times 31800}{0.41 \times 7270 \times 235} = 1.009 < 1.5$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}}$$
$$= \frac{31.8}{0.41 \times 1553.1} + \frac{1.009 \times 160.9}{193.1} = 0.8 < 1 \text{ Donc le flambement est vérifié}$$

Donc on prend les potelets IPE 360

III-5- Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent. Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

- **Les pannes : IPE180**
- **Les lisses de bardages : UAP 130**
- **Les potelets : IPE360**

Legends:

- 1 : Renfort de jarret.
- 2 : Renfort de faitage.
- 3 : Traverse.
- 4 : Poteau

IV.1. Efforts sollicitant le portique :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certaines régions il faille également envisager l'action sismique.

IV.1.1. Charges permanentes :

Couverture et accessoires de pose : 17kg/m^2

Pannes (IPE180): $18.8\text{kg/ml}=9.4\text{kg/m}^2$

Travers (Estime): 12kg/m^2

$$G=17+9.4+12=38.4\text{kg/m}^2$$

➤ **Entraxe des portiques : $l' = 6\text{m}$**

$$\Rightarrow G=38.4 \times 6 = 230.4 \text{ kg/ml}$$

IV.1.2. Effet de la neige :

$N=29.8\text{daN/m}^2$ (projection horizontale)

$$N=29.8 \times 6=178.8\text{Kg/ml}$$

IV.1.3. Effet du vent : Vent gauche-droite (plus défavorable) Parois verticales :

ZONE	C_e	C_i	$P_h(\text{dan/m}^2)$	$P_h(\text{dan/ml})$
A	-1	0.8	-107	-642
B	-0.8	0.8	-95.1	-570.6
C	-0.5	0.8	-77.2	-463.2
D	-0.8	0.8	0	0
E	-0.3	0.8	-65.3	-391,8

Tableau. V.1: Pressions sur les parois verticales - Direction du vent la plus défavorable

Toiture :

ZONE	C_e	C_i	$P_h(\text{dan/m}^2)$	$P_h(\text{dan/ml})$
F	-1.42	0.8	-146,6	-879.6
G	-1.06	0.8	-122.8	-736.8
H	-0.5	0.8	-85.8	-514.8
I	-0.33	0.8	-74,6	-447.6
J	0.54	0.8	-88.5	-531

Tableau. V.2 : Pressions sur la toiture - Direction du vent la plus défavorable

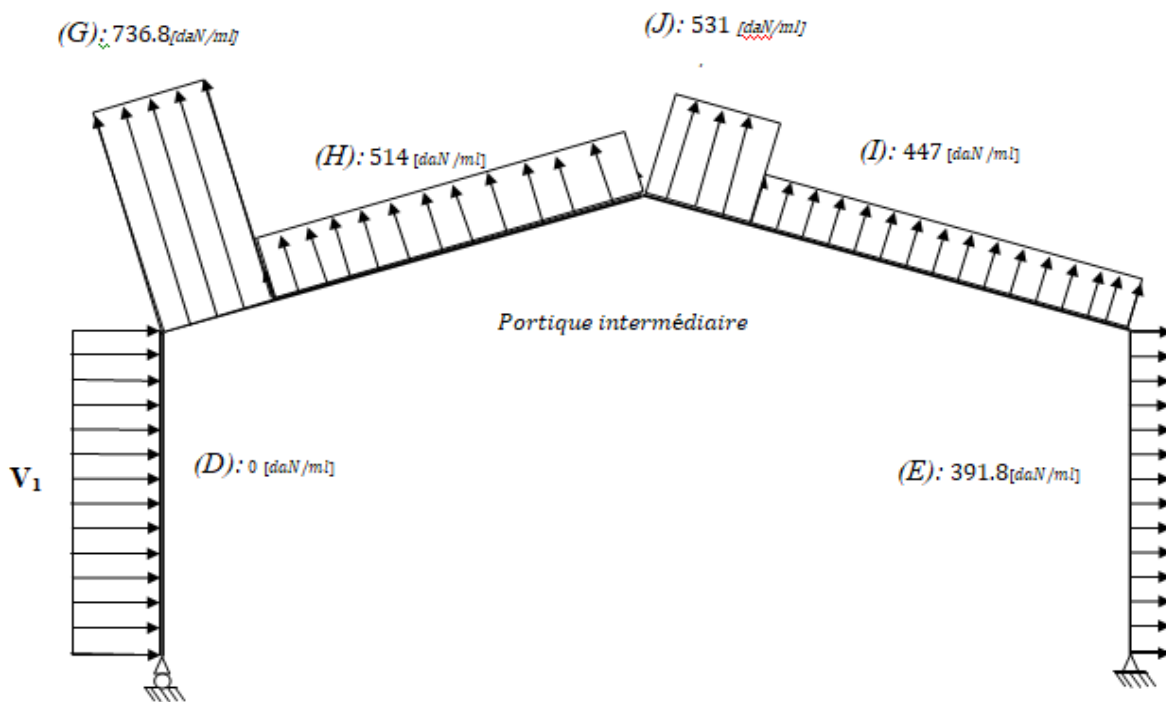
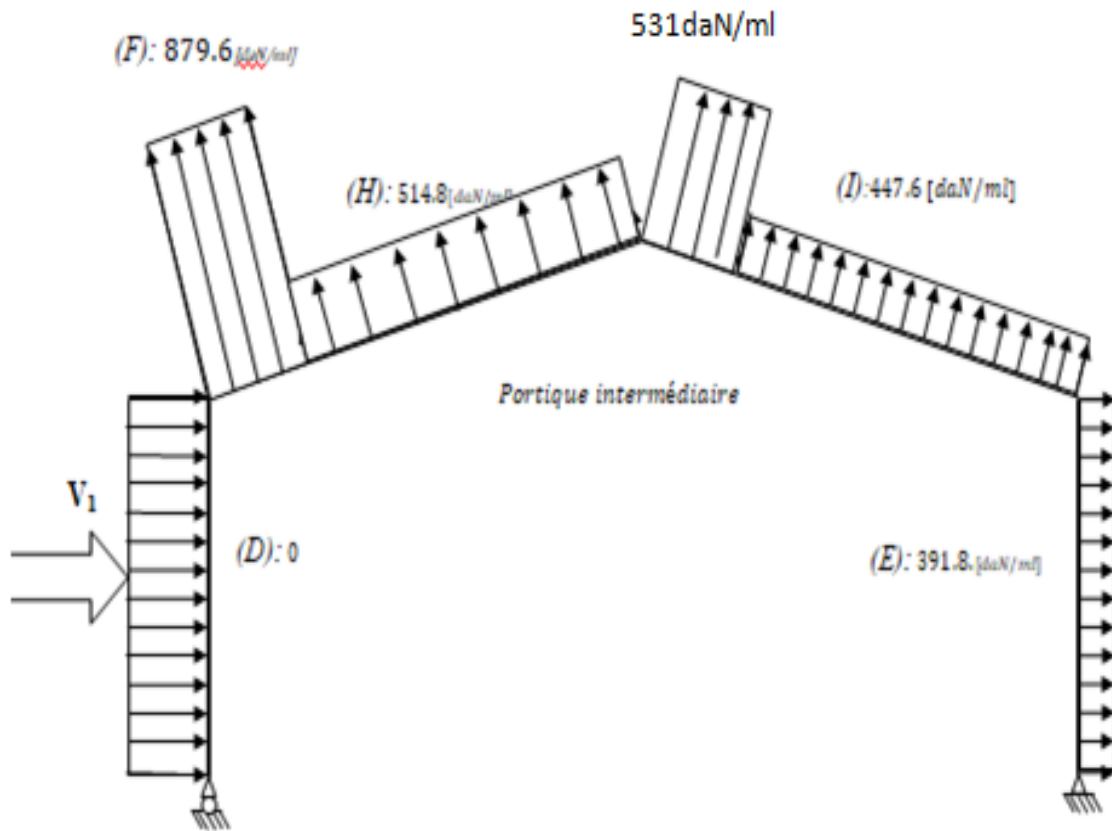


Figure IV.2 : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire
- Direction V_1 du vent

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

- Versant gauche : $\frac{(736.8 \times 2) + [514 \times (10-2)]}{10} = 558.5 \text{ daN/ml}$
- Versant droite : $\frac{(531 \times 2) + [447.6 \times (10-2)]}{10} = 464.3 \text{ daN/ml}$

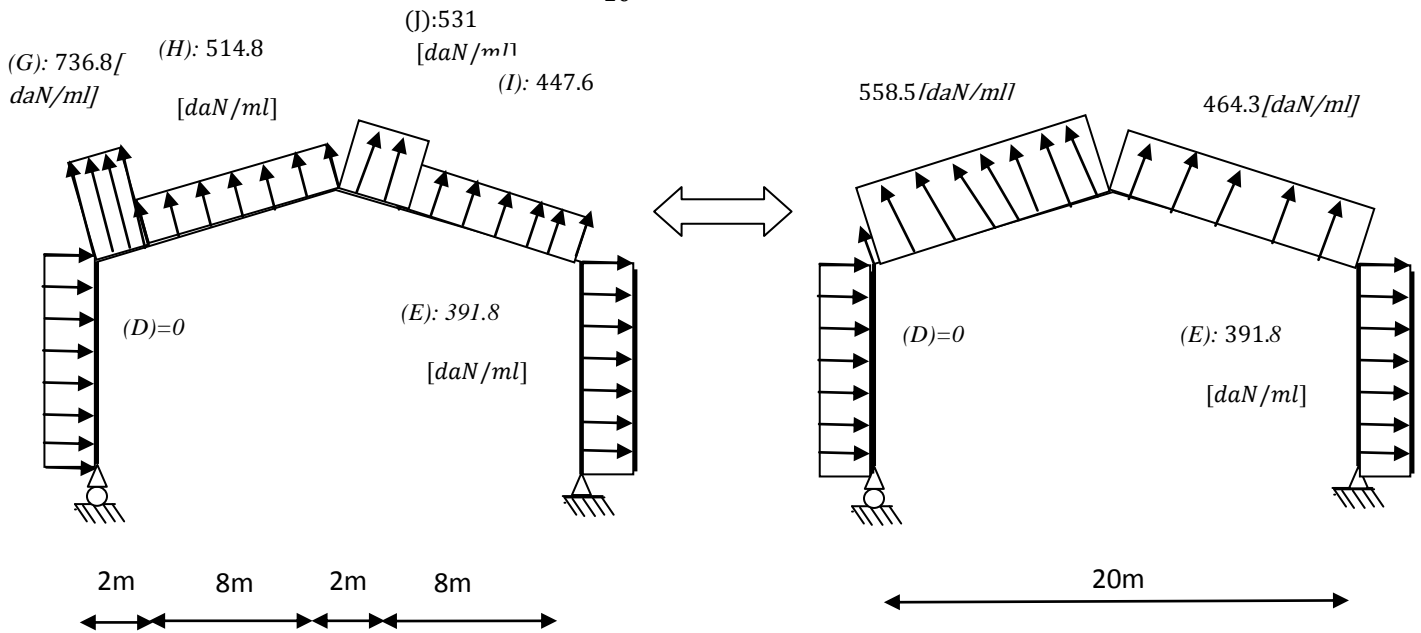


Figure IV.3 : Charge du vent équivalente a chaque versant.

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

➤ Charge équivalente du vent : $\frac{558.5+464.3}{2} = 511.39 \text{ daN/ml}$

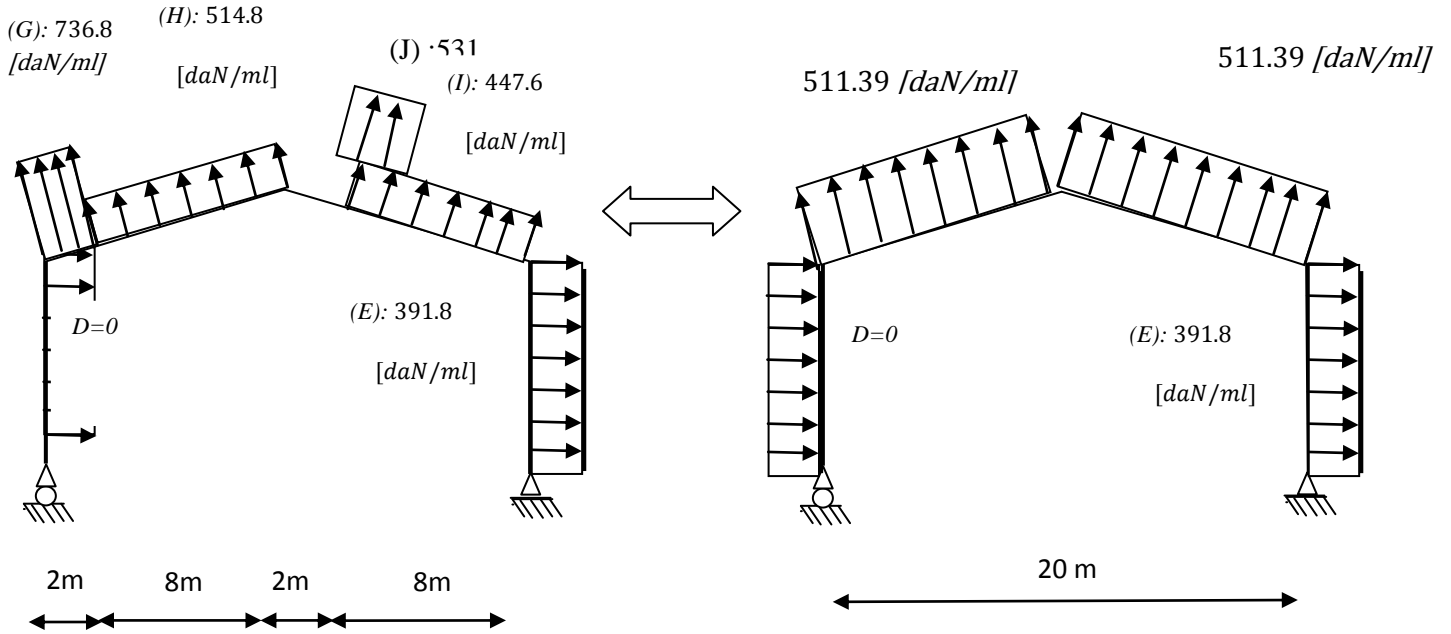


Figure IV.4 :Charge du vent équivalente a la toiture.

IV.2. Calcul des efforts internes :

En utilisant la méthode des forces et déplacements de la RDM, On calcul les efforts internes de notre portique.

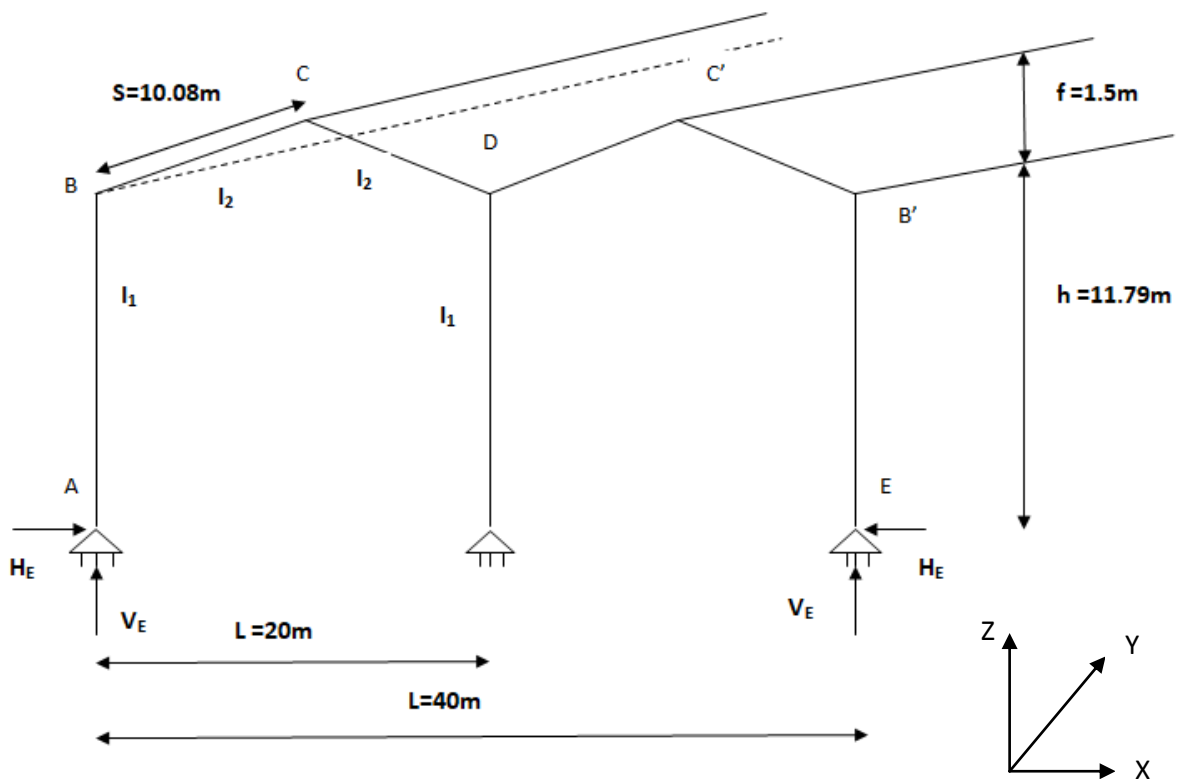


Figure IV.5: Les efforts internes

On assume $I_2 = I_1$

$$K = \frac{\text{raideur } r_{\text{rampant}}}{\text{raideur } _bequille} = \frac{I_2 h}{I_1 S} = \frac{h}{s} = \frac{11.79}{10.08} = 1.169$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1.5}{11.79} = 0.127$$

$$\Delta = k + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 1.169 + 3 + 3(0.127) + (0.127)^2 = 4.566$$

IV.2.1. Charges verticales vers le bas (G ; N) :

Remarque :

Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire : $q=1\text{kg/ml}$

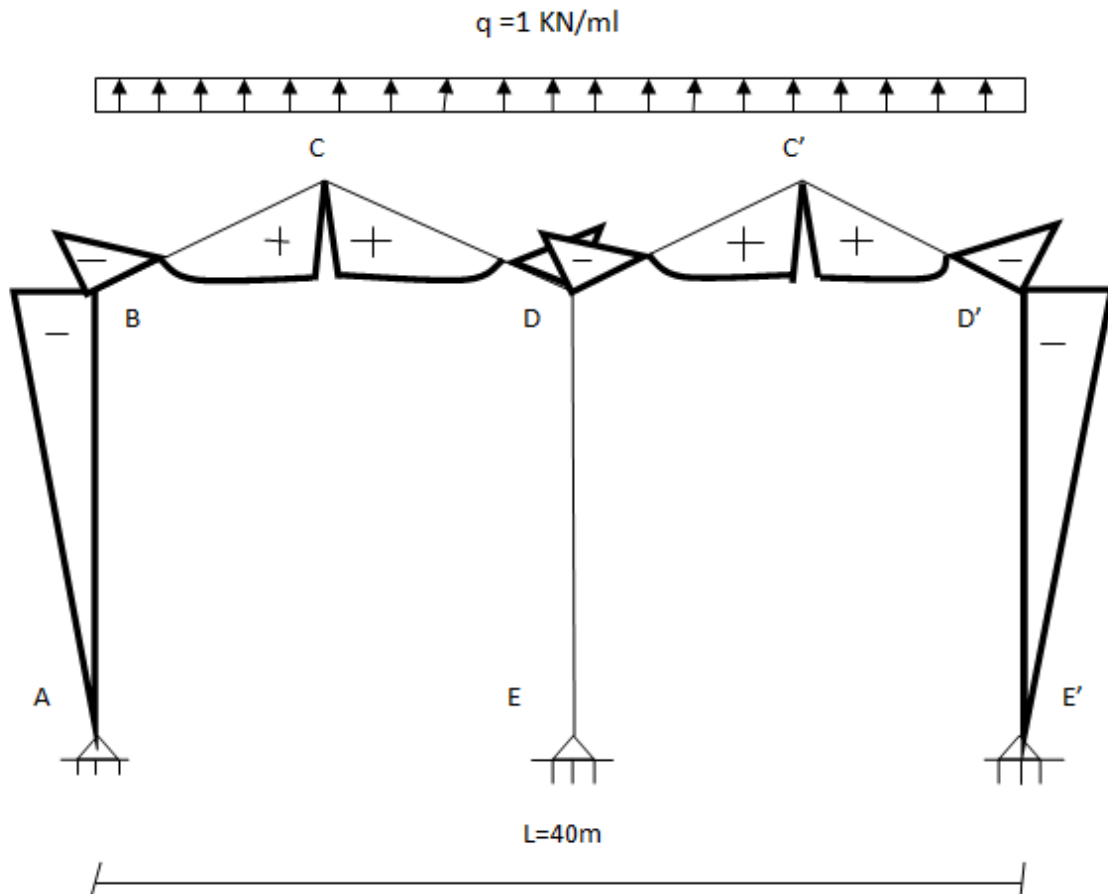


Figure IV.6 : Charges verticales vers le bas (efforts internes).

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + 5(0.127)}{4(4.55)} = 0.474$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 1 - 0.47(1 + 0.127) = 0.47$$

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.474 \times \frac{1 \times 20^2}{8(11.79)} = 2.01kg$$

$$V_A = V_E = \frac{qL}{2} = \frac{1 \times 20}{2} = 10kg$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -0.474 \times \frac{1 \times 20^2}{8} = -23.7Kg.m$$

$$M_c = \gamma \frac{ql^2}{8} = 0.47 \frac{1 \times 20^2}{8} = 23.5kg.m$$

IV.2.2. Charges verticales vers le haut (vent ascendant) :

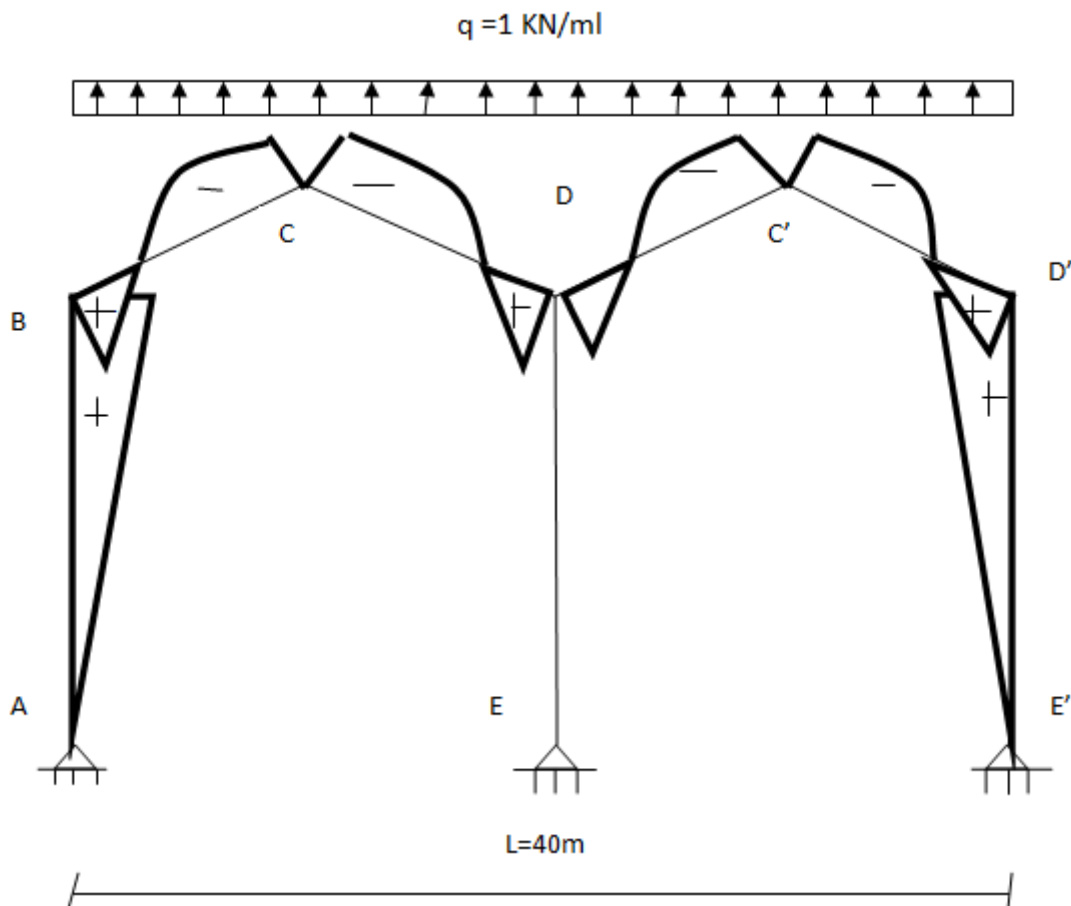


Figure IV.7 : Charges verticales vers le haut (efforts internes)

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.474 \times \frac{1 \times 20^2}{8(11.79)} = 2.01kg$$

$$V_A = V_E = \frac{qL}{2} = \frac{1 \times 20}{2} = 10kg$$

$$M_B = M_D = \beta \frac{ql^2}{8} = 0.474 \times \frac{1 \times 20^2}{8} = 23.7Kg.m$$

$$M_c = \gamma \frac{ql^2}{8} = 0.47 \frac{1 \times 20^2}{8} = 23.5kg.m$$

IV.2.3. Vent horizontal (pression) :

Remarque :

Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire : : $q=1kg/ml$

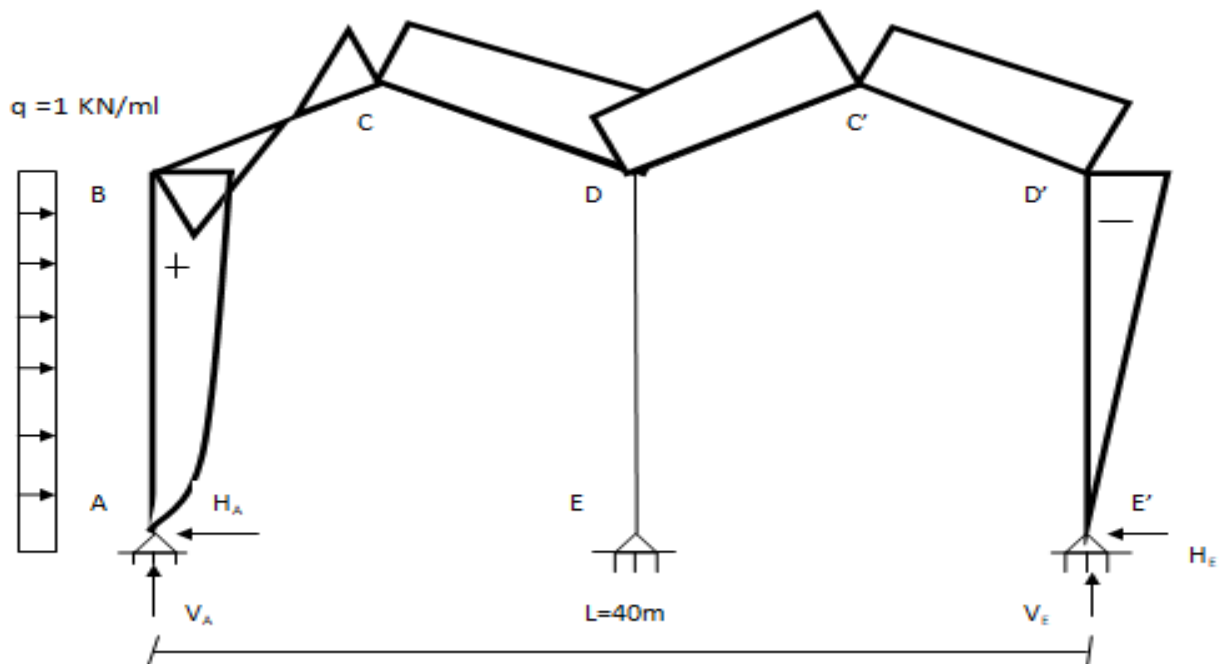


Figure IV.8 : Vent horizontal (pression)

$$\delta = \frac{5k + 12 + 6\phi}{8\Delta} = \frac{5 \times (1.166) + 12 + 6(0.127)}{8 \times (4.55)} = 0.51$$

$$\beta = (1 - \delta) = (1 - 0.51) = 0.49$$

$$\gamma = \delta(1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0.51(1 + 0.127) - \frac{1}{2} = 0.074$$

$$H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0.51 \frac{1 \times 11.79}{2} = 3.006 \text{ kg}$$

$$H_A = qh - H_E = 11.79 - 3.006 = 8.78 \text{ Kg}$$

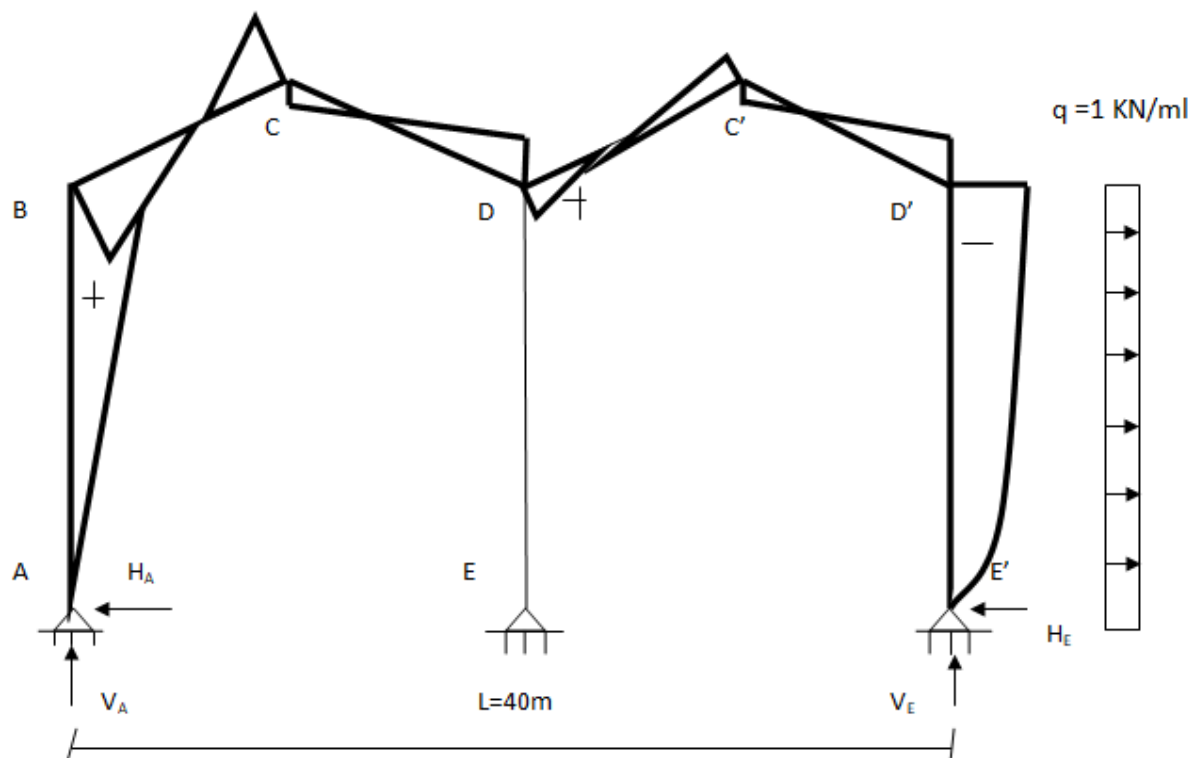
$$V_A = -V_E = \frac{1 \times 11.79^2}{2 \times 20} = 3.47 \text{ Kg}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.49 \times \frac{1 \times 11.79^2}{2} = 34.05 \text{ Kg.m}$$

$$M_D = 0 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = -0.047 \times \frac{1 \times 11.79^2}{2} = -3.26 \text{ Kg.m}$$

IV.2.4. Vent horizontal (Dépression) :



$$H_A = \delta \frac{qh}{2} = 0.51 \times \frac{1 \times 11.79}{2} = 3.006 \text{ Kg}$$

$$H_E = qh - H_A = 11.79 - 3.006 = 8.78kg$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2L} = -\frac{1 \times 11.79^2}{2(20)} = -3.47Kg.m$$

$$M_D = 0Kg.m$$

$$M_B = \delta \frac{qh^2}{2} = 0.51 \times \frac{1 \times 11.79^2}{2} = 35.44Kg.m$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = 0.047 \times \frac{1 \times 11.79^2}{2} = 3.26Kg.m$$

• **Efforts internes sous charge unitaire :**

		Réaction D'appuis(kg)			
Action	Q (kg/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E
G	1	2.01	-2.01	10	10
N	1	2.01	-2.01	10	10
V1 (horizontale)	1	-3.006	-8.78	-3.47	3.47
V2(soulèvement)	1	-2.01	2.01	-10	-10

Tableau. V.3 : Réactions d'appuis sous charge unitaire.

		Moment (kg.m)		
Action	Q(Kg/ml)	M _B	M _C	M _D
G	1	-23.7	23.5	0
N	1	-23.7	23.5	0
V ₁	1	35.44	3.26	0
V ₂	1	23.7	-23.5	0

Tableau. V.4 : Valeurs des Moments sous charge unitaire.

• **Efforts internes sous charge réelle :**

		<i>Réactions d'appuis [daN]</i>			
<i>Actions</i>	<i>Q</i> <i>[daN/ml]</i>	<i>H_A</i>	<i>H_E</i>	<i>V_A</i>	<i>V_E</i>
<i>G</i>	230.4	463.1	-463.1	2304	2304
<i>N</i>	178.8	395	-395	1788	1788
<i>V₁(Horizontale)</i>	391.8	-1177.7	-3440	-1359.5	1359.5
<i>V₂(soulèvement)</i>	511.39	-1027.8	1027.8	-5113.9	-5113.9
<i>V_R = V₁ + V₂</i>		-2205.5	-2412.2	-6473.4	-3754.4

Tableau : Réactions d'appuis sous charge

		<i>Moments [daN.m]</i>		
<i>Actions</i>	<i>Q</i> <i>[daN/ml]</i>	<i>M_B</i>	<i>M_C</i>	<i>M_D</i>
<i>G</i>	230.4	-5460.48	5414.4	0
<i>N</i>	178.8	-4237.56	4201.8	0
<i>V_{1X}(Horizontale)</i>	391.8	13885.39	1277.26	0
<i>V_{2Y}(soulèvement)</i>	511.39	12119.94	-12017.6	0
<i>V_R = V₁ + V₂</i>		26005.3	-10740.34	0

Tableau : Valeurs des Moments sous charge réelle.

1. Combinaisons à l'ELU :

		<i>Réactions d'appuis [daN]</i>			
<i>Combinaisons</i>		<i>H_A</i>	<i>H_E</i>	<i>V_A</i>	<i>V_E</i>
1,35G + 1,5N		1217.68	-1217.63	3110.4	3110.4

$1,35G + 1,35N + 1,35V_3$	-1818.99	-3164.5	-3214.8	455.76
$G + 1,5V_3$	-2845.15	-4081.4	-7406.1	-3327.6

Tableau : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis.

Combinaisons	Moments [daN.m]		
	M_B	M_C	M_D
$1,35G + 1,5N$	-13727.9	13612.14	0
$1,35G + 1,35N + 1,35V_3$	-29471.45	-1513.53	0
$G + 1,5V_3$	33547.47	-10696.11	0

Tableau : Combinaisons à l'ELU pour les Moments.

IV.3. Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb):

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/m)]}$$

Avec :

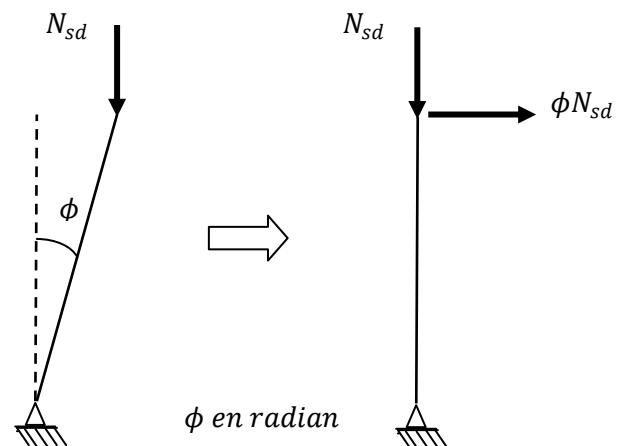


Figure. IV.8 : Imperfection géométrique.

- H_{eq} : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- ϕ : Défaut initial d'aplomb.
- ϕ_0 : Valeur de base.
- α_h : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.

➤ α_m : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

$h = 13.29m$: Hauteur de la structure.

$m = 2$: Nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/2)]} = 0,866$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{13.29} = 0,548$$

$$\phi = \frac{0,866 \times 0,548}{200} = 0,00237$$

1. Modélisation avec les imperfections :

Efforts au pied de poteaux aux l'ELU :

Combinaisons (ELU)	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)		Somme(KN)	
	H_A	V_A	H_E	V_E	H	V
Combe 01	12.17	31.10	-12.17	31.10	0	62.20
Combe 02	-18.18	32.14	-31.64	4.55	-49.82	36.69
Combe 03	-28.4	-74.06	-40.81	-33.27	-69.21	-107.33

Tableau : Efforts au pied de poteaux aux l'ELU.

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons (ELU)	$0,15 V$	$ H \geq 0,15 V $
Combe 01	9.33	<i>NON</i>
Combe 02	5.50	<i>OUI</i>
Combe 03	-16.10	<i>OUI</i>

Tableau : Prise en compte des défauts d'aplomb.

Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 3 car la condition $|H| \geq 0,15 |V|$ est vérifiée.

Efforts équivalent en tête poteaux :

Combinations	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)	
	N_{sd}	H_{eq}	N_{sd}	H_{eq}
Combe 01	31.10	0,1	31.10	0,1

Tableau : Efforts équivalent en tête poteaux.

2. Calcul des efforts internes additionnels :

Efforts horizontale en tête poteaux :

$$P = 2 \times 0.1 = 0,2 \text{ KN}$$

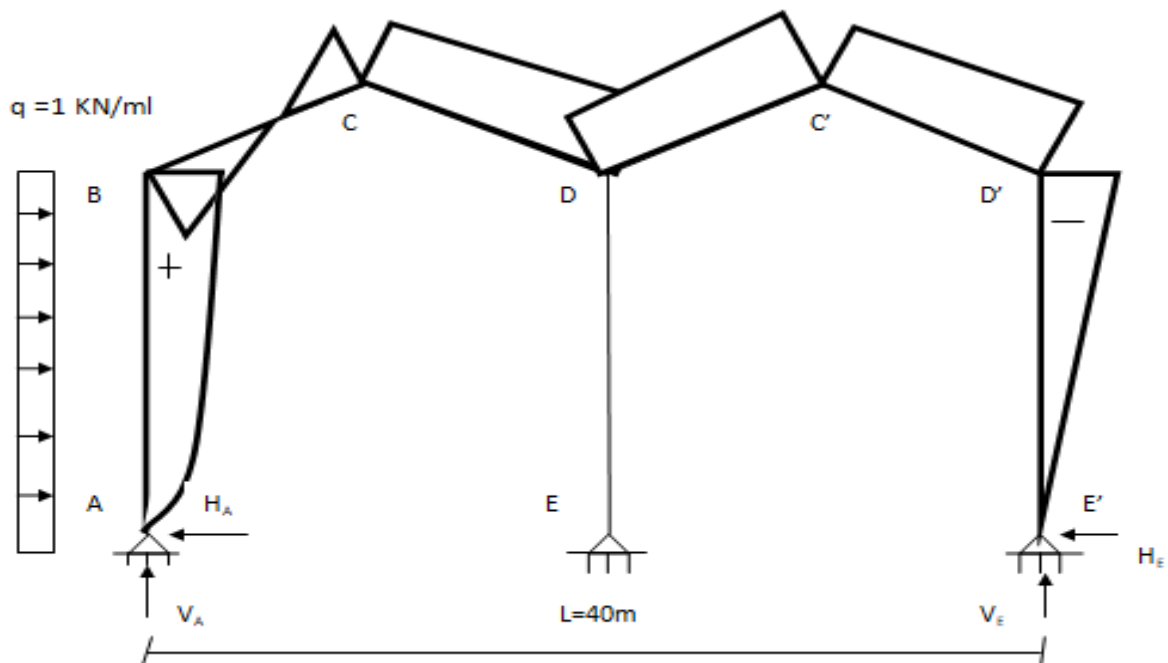


Figure IV.9 : Effort horizontale en tête du poteau.

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0,127(3 + 2 \times 0,127)}{2 \times 4,56} \right] = 0,526$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0,127(3 + 2 \times 0,127)}{2 \times 4,56} \right] = 0,473$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1 + \varphi)(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{(1 + 0,127)(3 + 2 \times 0,127)}{2 \times 4,56} \right] = 0,267$$

- $H_A = \beta P = 0,526 \times 0,2 = 0,1052 \text{ KN}$
- $H_E = P - H_A = 0,2 - 0,1052 = 0,1 \text{ KN}$
- $V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0,2 \times 11,79}{20} = -0,1 \text{ KN}$
- $M_B = \beta Ph = 0,526 \times 0,2 \times 11,79 = 1,24 \text{ kN.m}$
- $M_D = -\delta Ph = -0,473 \times 0,2 \times 11,79 = -1,115 \text{ kN.m}$
- $M_C = -\gamma Ph = -0,267 \times 0,2 \times 11,79 = -0,629 \text{ kN.m}$

3. Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq} :

<i>Combinaisons</i>	<i>Réactions d'appuis [kN]</i>			
	H_A	H_E	V_A	V_E
1,35G + 1,5N	12,17	-12,17	31,71	31,71
P	-0,1052	-0,1	-0,11	0,11
1,35G + 1,5N + P	12,06	-12,27	31,6	31,6
1,35G + 1,35N + 1,35V ₃ + P	-18,19	-31,6	-32,14	-4,55
G + 1,5V ₃	-28,48	-40,81	-74,06	-33,27

Tableau : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de H_{eq} .

<i>Combinaisons</i>	<i>Moments [kN.m]</i>		
	M_B	M_C	M_D
1,35G + 1,5N	-137,27	136,12	0
P	1,24	-0,629	0
1,35G + 1,5N + P	-136,03	135,49	0
1,35G + 1,35N + 1,35V ₃	-294,71	-15,13	0
G + 1,5V ₃	335,47	-106,9	0

Tableau : Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de H_{eq} .

Calcul préliminaire :

Nous pouvons admettre les éléments porteurs suivants basés sur des règles empiriques de pré-dimensionnement de l'annexe A6.1 :

$$\text{Pour la traverse : } h = \frac{l}{30} = \frac{10080}{30} = 336\text{mm}$$

—————> IPE360

IV.4. Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

- $\alpha_{cr} \geq 10 \dots \dots \dots \Rightarrow$ Structure rigide: analyse élastique au 1^{er} ordre
- $\alpha_{cr} < 10 \dots \dots \dots \Rightarrow$
Structure souple: prise en compte des effets du second ordre
- $\alpha_{cr} \geq 15 \dots \dots \dots \Rightarrow$ Structure rigide: analyse plastique

1. Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr} :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta_H} \times \frac{h}{V}$$

Avec :

- H : Action horizontale totale.
- V : Action verticale totale (prise égale à 10 kN : charge horizontale arbitraire)
- δ_H : Déplacement horizontal.
- h : Hauteur du poteau.

Ou bien par la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd,t}}{V_{cr}} = \left[\frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} \left(4 = 3.3R \left(\frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}} \right) \right) \right]$$

$N_{sd,p}$: effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p} : \frac{\pi^2 EI}{h^2}$: Effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{cr,t} : \frac{\pi^2 EI}{S^2}$: effort critique d'Euler dans la traverse

$$R = \frac{I_1 S}{I_2 h} = \frac{S}{h} = \frac{10.08}{11.79} = 1.85$$

$$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{1179^2} = 2423.47 \text{ KN}$$

$$N_{cr.t} : \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{1008^2} = 3315.46 \text{ KN}$$

Sous la combinaison: 1.35G + 1.5N

$$N_{sd.t} = 31.71 \sin 8.53 + 12.7 \cos 8.53 = 17.26 \text{ KN}$$

$$N_{sd.p} = 31.71 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd.t}}{V_{cr}} = \left[\frac{17.26}{3315.46} + (4 + 3.3(1.8) \left(\frac{31.71}{2423.47} \right)) \right] = 0.13 < 0.1$$

Structure souple

Ceci nous impose de prendre en compte les effets du second ordre ainsi de prendre les valeurs amplifiées des moments, efforts normaux et des charges horizontales

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{350}$$

$$I_y = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{E f_{adm}} \quad . \text{ avec } G_K + S_K = 230.4 + 178.8 = 409.2 \text{ kg/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{4.092 \times 12000^3 \times 350}{210000 \times 1} = 15337.50 \text{ cm}^4$$

On choisit un **IPE360** $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

IV.5-Pré-dimensionnement de la traverse :

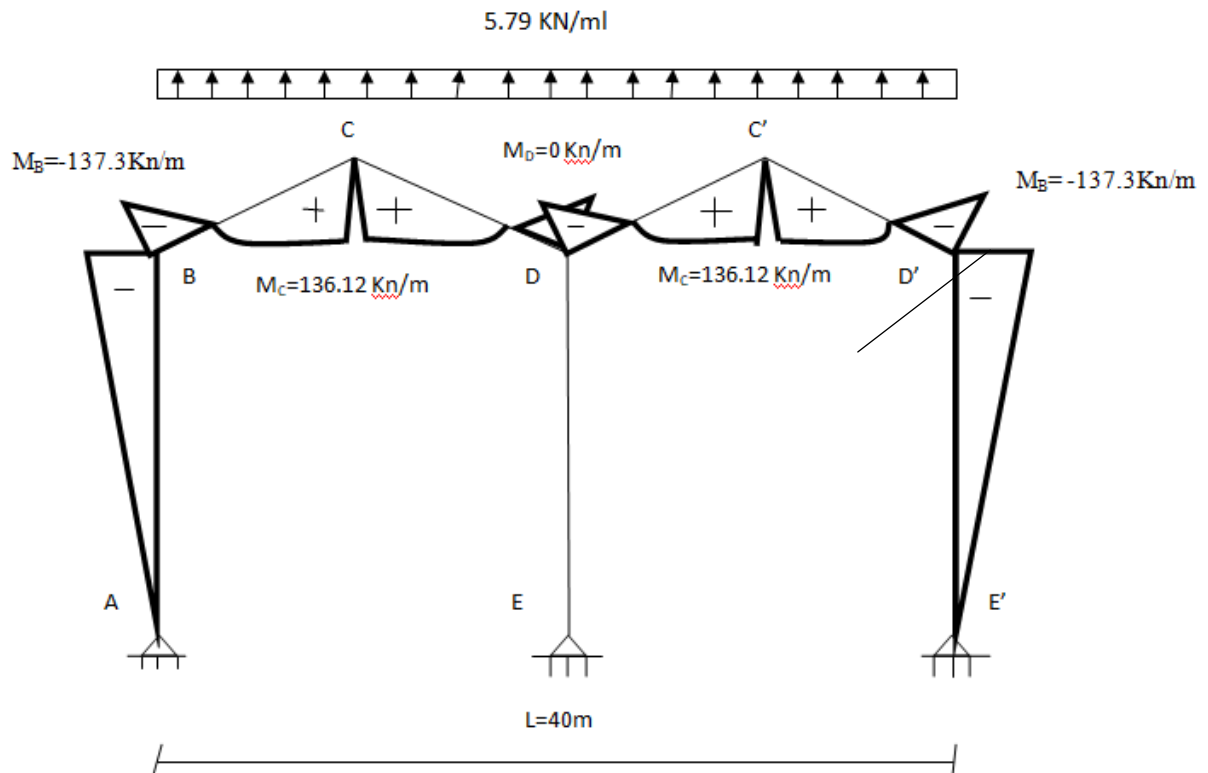


Figure IV.10 : Moments sous la combinaison 1,35G+1,5N

a) Moments sollicitant la traverse :

Actions vers le bas : charges gravitationnelles :

Sous la combinaison : 1,35G+1,5N

- Aux appuis : $M_B = -137.3 \text{ N.m}$; $M_D = 0 \text{ kN.m}$
- Au faitage : $M_C = 135 \text{ kN.m}$

Actions vers le haut: Vent de soulèvement :

Sous la combinaison : G+1,5V₃

- Aux appuis : $M_D = 0 \text{ kN.m}$; $M_B = 335.47 \text{ kN.m}$
- Au faitage : $M_C = -106.9 \text{ kN.m}$

IV.6. Dimensionnement de la traverse :

1. Vérification de l'IPE 360 pour la traverse a (l'ELU):

a) Vérification de la section a la résistance :

Bilan des efforts :

- $M_{y.sd} = 335.47 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 74.06 \sin 8.53 + 40.81 \cos 8.53 = 51.34 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = 74.06 \cos 8.53 - 40.81 \sin 8.53 = 79.29 \text{ kN}$

Classe de la section :

Section sollicitée en flexion composé :

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \quad \text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{170/2}{12.7} = 6.69 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme comprimée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{Avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \cdot f_y} = \frac{51.34}{0.8 \times 23.5} = 2.7 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{1}{29.86} \left(\frac{29.86+2.7}{2} \right) = 0.54 \quad \dots \dots \dots \alpha > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37.32 \quad ; \quad \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0,54 - 1)} = 65,78$$

$$\frac{d}{t_w} < \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{âme de classe 01.}$$

\Rightarrow Section de classe 01.

Vérifications des efforts tranchants :

- $V_{z.sd} = 79.29 \text{ kN}$
- $V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{35.14 \left(\frac{23.50}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 433.42 \text{ kN}$

$$V_{z.sd} = 79.29 \text{ kN} \ll V_{plz.Rd} = 433.42 \text{ kN} \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_{z.sd} = 79.29 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{plz.Rd} = 216.71 \text{ kN}$$

... .. pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

Vérifications de l'effort normal :

$$\text{➤ } N_{sd} = 51.34 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.7 \times 23.50}{1.1} = 1553.13 \text{ kN}$$

$$0.25 N_{pl.Rd} = 0.25 \times 1553.13 = 388.28 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 72.2 - 2(17)(1.27) = 29.02 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w f_y / \gamma_{M0} = 309.98 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 51.34 \text{ kN} \ll N_{pl.Rd} = 1553.13 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$N_{sd} = 51.34 \text{ kN} < \frac{1}{2} N_{pl.Rd} = 776.56 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 51.34 < \min(388.28, 309.98) = 309.98 \text{ kN}$$

... .. pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

Vérifications du moment fléchissant:

On doit vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

$$\text{➤ } M_{y.sd} = 335.4 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ } M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(1019)(23.50)}{1.1} = 21769.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 335.4 \text{ kN.m} < M_{c.Rd} = 21769.54 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

⇒ La section en IPE 360 est vérifiée

b) Vérification de l'élément aux instabilités:

Action vers le bas :

1. Vis-à-vis du flambement:

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$ Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1011,18}{14,95} = 67,63$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{67,63}{93,9} = 0,72$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 360/170 = 2,12 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement Y - Y} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a); \alpha = 0,21(\text{Tableau (5-5-1)})$$

Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,72 - 0,2) + 0,72^2] = 0,813$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,813 + [0,813^2 - 0,72^2]^{0,5}} = 0,839$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

$$\triangleright \phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\triangleright \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\triangleright \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{505,59}{3,79} = 133,4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{133,4}{93,9} = 1,42$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 360/170 = 2,12 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34 \text{ (Tableau (5-5-1))}$$

Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,34(1,42 - 0,2) + 1,42^2] = 1,71$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,71 + [1,71^2 - 1,42^2]^{0,5}} = 0,375$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,839; 0,375) = 0,375$$

• Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} < 1$$

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

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection pour le deversement

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.34$ pour les sections soudées

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right] = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5}$$

$\overline{\lambda}_{LT}$: l'élancement réduit pour le deversement

Avec :

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

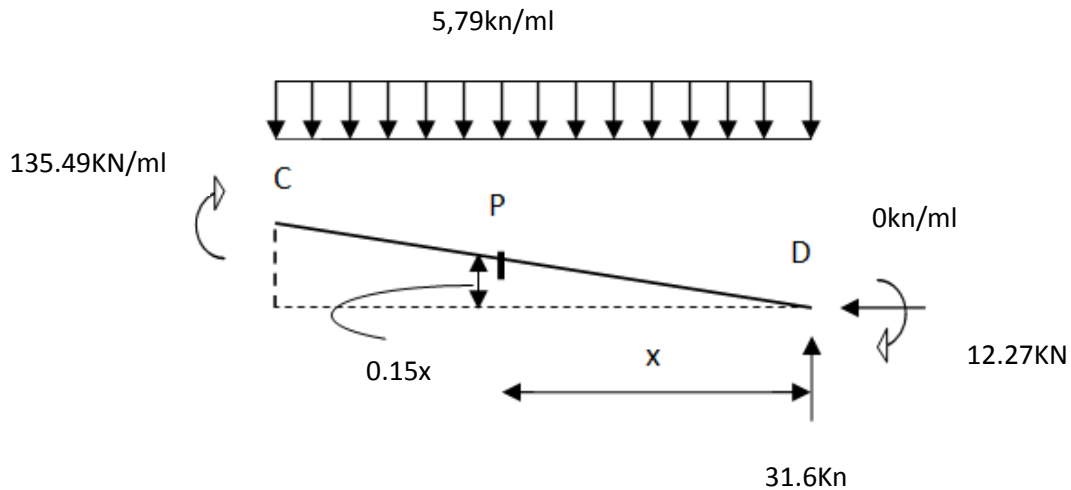
$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec : } i_z = 3.79 \text{ cm ; } h = 36 \text{ cm ; } t_f = 1,27 \text{ cm}$$

$L = 505.59 \text{ cm}$ (Maintien à les pannes reliées par la poutre au vent)

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon



$$M_p = (31.6x) - (0) - [(12.27)(0.15x)] - \left(5.79 \frac{x^2}{2}\right)$$

$$M_p = -2.90x^2 + 29.75x$$

$$\Rightarrow M_a = M_p(x = 5.05m) = [-2.89 \times 5.05^2] + [29.75 \times 5.05] = 76.5 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{76.5}{136.82} = 0.5$$

$$\Rightarrow C_1 = 1.88 - 1.4(0.5) + 0.52(0.5)^2 = 1.36 \leq 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{505.59/3.79}{1.36^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{505.59/3.79}{36/1.27} \right)^2 \right]^{0.25}} = 94.94$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{94.94}{93.9} = 1.01 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0.4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.01 - 0.2) + 1.01^2] = 1.09$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.09 + [1.09^2 - 1.01^2]^{0.5}} = 0.66$$

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad k_z \leq 1,5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0,9$

Ou : $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (0,5)] = 1,4$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,42 \times 1,4 - 0,15 = 0,14 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,14 \times 16,82}{0,375 \times 72,7 \times 23,50} = 0,99 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,99$$

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad k_y \leq 1,5$$

Avec : $\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \mu_y \leq 0,9$

Ou : $\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$ Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par la flexion suivant yy (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi$$

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{135,49}{-138,38} = -0,9$$

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - [0,7(-0,9)] = 2,43$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5,792 \times 10^2}{8} = 72,4 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = 138,38 + 135,49 = 273,87 \text{ kN.m}$$

$\beta_{MQ} = 1,3$ Cas de charge uniformément répartie.

$$\beta_{My} = 2,43 + \frac{72,4}{273,84} (1,3 - 2,43) = 2,13$$

$$\mu_y = 0,48([2 \times 2,13] - 4) + \frac{1019 - 903,6}{903,6} = 0,25 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{0,25 \times 16,82}{0,839 \times 72,7 \times 23,5} = 0,99 < 1,5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{16,82}{0,375 \times 1553,13} + \frac{0,99 \times 138,38}{217,69} = 0,65 < 1$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} = \frac{16,82}{0,375 \times 1553,13} + \frac{0,99 \times 138,38}{0,66 \times 217,69} = 0,98 < 1$$

... .. Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

a) **Actions vers le haut :**

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

- $M_{y,sd} = 335,47 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 74,06 \sin 8,53 + 40,81 \cos 8,53 = 51,34 \text{ kN}$
- $V_{z,sd} = 74,06 \cos 8,53 - 40,81 \sin 8,53 = 79,29 \text{ kN}$

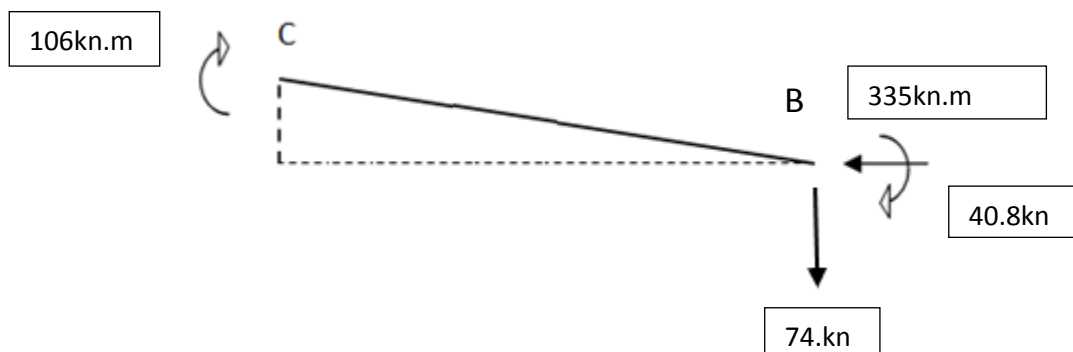


Figure IV.11: Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

Vérification au déversement :

L'effort N_{sd} est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement .le déversement est plus contraignant quand l'effort de traction est négligeable

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

L'élancement réduit sera $\overline{\lambda_{LT}}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec } i_z = 3.79\text{cm} ; h = 36\text{cm} ; t_f = 1.27\text{cm.}$$

Avec :

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = 106.9 \text{ kN} < M_b = -335.4 \text{ kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-106,9}{335.4} = -0.31$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(-0,31) + 0,52(-0,31)^2 = 2,26 \leq 2,7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{505.59/3,79}{2,26^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{505.59/3,79}{36/1,27} \right)^2 \right]^{0,25}} = 73.64$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{73.64}{93,9} = 0.78 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0.78 - 0,2) + 0.78^2] = 0.865$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.865 + [0.865^2 - 0.78^2]^{0,5}} = 0.81$$

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{335,47}{0.81 \times 217,69} = 1.9 > 1 \dots \dots \dots \text{n est pas vérifier donc on}$$

augmente la section,

On choisir un IPE450 : $i_z = 4.12\text{cm}$, $t_f = 1.46\text{cm}$, $h = 45\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{505.59/4,12}{2,26^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{505.59/4.12}{45/4.12} \right)^2 \right]^{0,25}} = 46.12$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{46.12}{93,9} = 0.49 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0.49 - 0,2) + 0.49^2] = 0.651$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.651 + [0.651^2 - 0.49^2]^{0,5}} = 0.93$$

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{335,47}{0,93 \times 363,61} = 0,99 < 1 \dots\dots\dots \text{ok}$$

I. Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE450) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

IV.7. Vérification des poteaux :

Bilan des efforts :

- $M_{y.sd} = 0 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = -148,12 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = -56,96 \text{ kN}$

1. Vis-à-vis du flambement:

$$N_{ED} \leq N_{b,rd}$$

$$N_{ED} = 5,79 \times 20 = 115,8 \text{ KN}$$

$$N_{b,rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{F_Y}{\gamma_{M0}}$$

Pour le poteau on choisit un HEA400

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$ Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

Remarque :

Vu que l'ossature est sensible aux effets du second ordre ($\alpha_{cr} < 10$). la longueur de flambement du poteau dans le plan du portique sera prise comme étant égale a la longueur d'épure $l_y = 11.79\text{m}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1179}{16.84} = 70.01$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{70.01}{93,9} = 0,74$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 390/300 = 1.3 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21(\text{Tableau (5-5-1)})$
Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,74 - 0,2) + 0,74^2] = 0,831$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,83 + [0,83^2 - 0,74^2]^{0,5}} = 0,829$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec

$$\triangleright \phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right]$$

➤ $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$ Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Ou :

➤ $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon$ Et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$: Élancement Eulérien.

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{1179}{7.34} = 160.6$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{160.6}{93,9} = 1.71$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 390/300 = 1.3 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34$ (Tableau (5-5-1))

Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(1.71 - 0,2) + 1.71^2] = 2.21$$

$$\chi_z = \frac{1}{2.21 + [2.21^2 - 1.71^2]^{0,5}} = 0,275$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,827, 0,275) = 0,275$$

$$N_{bRd} = 0,275 \times \frac{159 \times 23.5}{1.1} = 934.125 \text{ KN}$$

$$N_{ED} = 115.8 \text{ KN} \leq N_{b,rd} = 934.12 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection pour le deversement

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0,34$ pour les sections soudées

$$\begin{aligned} \overline{\lambda}_{LT} &= \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right] \\ &= \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} : l \text{ elancement reduit pour le deversement} \end{aligned}$$

Avec :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec : } i_z = 7,34 \text{ cm ; } h = 39 \text{ cm ; } t_f = 1,9 \text{ cm}$$

$L = 130 \text{ cm}$ (entre axe des lisses de bardage) .

Avec :

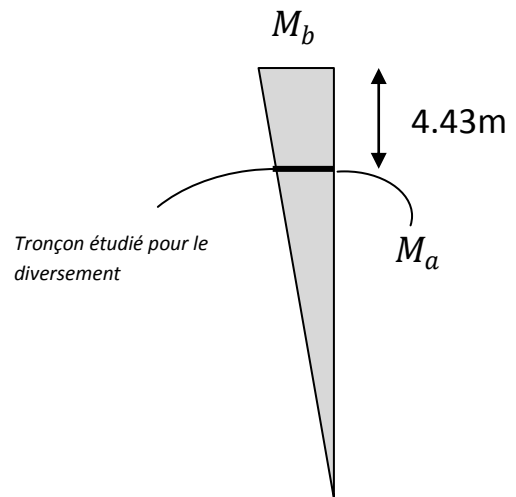
$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

$$M_B = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0 \text{ kN.m}$$



$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = 0$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(0) + 0,52(0)^2 = 1,88 < 2,7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{130/7.34}{1.88^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{130/7.34}{39/1,9} \right)^2 \right]^{0,25}} = 12.79$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{12.79}{93,9} = 0.14 \quad \bar{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0.17 - 0,2) + 0.17^2] = 0.51$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.51 + [0.51^2 - 0.14^2]^{0,5}} = 0.99$$

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \quad k_{LT} \leq 1,5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0,9$

Ou : $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = 0$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (0)] = 1,8$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,71 \times 1,8 - 0,15 = 0,04 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,04 \times 178,12}{0,275 \times 159 \times 23,50} = 1,005 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 1$$

On prend $k_{LT} = 1$

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \quad k_y \leq 1,5$$

Avec : $\mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \mu_y \leq 0,9$

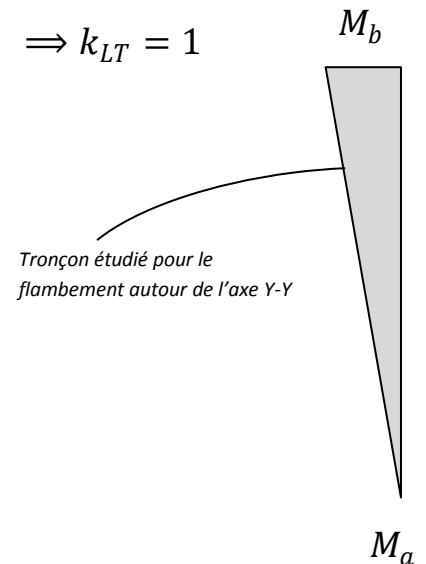
Ou : $\beta_{My} = 1,8 - 0,7\varphi$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

Le facteur β_{My} doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré. Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul β_{Mz} ne peut être le même que β_{My} .

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{0} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,74([2 \times 1,8] - 4) + \frac{2562 - 2311}{2311} = -0,18$$



$$k_y = 1 - \frac{-0,18 x - 148.12}{0,827 x 159 x 23,5} = 0.99 < 1.5$$

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{159 \times 23,5}{1,1} = 3396,8 \text{KN}$$

$$M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \times 23,5}{1,1} = 54733.6 \text{KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{-148.12}{0,275 \times 3396.8} + \frac{0.99 \times 0}{547.33} = 0,16 < 1$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{-148.12}{0,275 \times 3396.8} + \frac{0.98 \times 0}{1 \times 547.33} = 0,16 < 1$$

... .. Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes

Conclusion :

Le profilé laminé choisi (HEA400) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Poteau pour portique.

IV.8. Conclusion générale :

La section du profilé laminé choisi est adéquate pour la traverse un IPE450 et le poteau un HEA400 convient pour l'ossature du portique.

Chapitre 5 : étude sismique

V-1- Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Donc il faut limiter les endommagements causés aux constructions, ce qui nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elle résiste aux séismes.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot Structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le «RPA99 version 2003». Ce règlement propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et ce selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes:

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

1) Méthode statique équivalente :

a. 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 : Oued-Aissi (Tizi-Ouzou). Et il a une hauteur de 13.29m inférieure à 30m.

b. 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-2- Evaluation de la force sismique suivant la direction X :

c. 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)

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

A : coefficient d'accélération de la zone sismique

Construction industriels : groupe d'usage 3.

Zone sismique III.

$$A=0.18$$

D : coefficient d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \text{ pour} & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{2/3} \text{ pour} & T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \text{ pour} & T > 3s \end{cases}$$

η : coefficient correction de l'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

ξ : coefficient d'amortissement

Portique en acier avec remplissage dense $\xi=5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$$

T : période fondamentale du bâtiment

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \\ C_T h_N^{(3/4)} \end{array} \right.$$

h_N : Hauteur totale de la structure ($h_N = 11.79m$).

$C_T = 0.085$: Portique en acier sans remplissage en maçonneries.

$$T = 0.085 \times 11.79^{3/4} = 0.54s$$

Sens longitudinale : $L=66m$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} = 0.09 \frac{11.79}{\sqrt{66}} = 0.13s$$

$$T = \min (0.54s ; 0.13s) = 0.13s$$

T_2 : Période caractéristique donnée en fonction de la catégorie du site selon le tableau 02. Notre sol est meuble $T_2 = 0.5s$

$$\text{On 'à : } 0 \leq T = 0.13s \leq T_2 = 0.5s$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \times 1 = 2.5$$

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q = 1 + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6)$$

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

P_1 : Condition minimale sur les files de contreventement (une seule travée : non observé).

P_2 : Redondance en plan (une seule file porteuse : non observé).

P_3 : Régularité en plan (régulier : observé).

P_4 : Régularité en élévation (régulier : observé).

P_5 : Contrôle de la qualité des matériaux (ya un contrôle-observé).

P_6 : Contrôle de la qualité d'exécution (ya un contrôle-observé).

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.1$$

$R_x = 4$ Portique auto stable ordinaires.

$R_y = 4$ Palée triangulées en X.

W : poids total du la structure.

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Qi} : Charges d'exploitation

W_{Gi} : Charges permanentes

Eléments	Type	Poids propre	Poids totale
Poteau	HEA400	Kn/m	486.34kn
Traverse	IPE450	0.776Kn/m	186.24kn
Potelets	IPE360	0.571Kn/m	90.06kn
Lisses de bardage	UAP130	0.1347Kn/m	172.413kn
Panne	IPE180	0.188Kn/m	4367.6kn
Palé de stabilité	UUPN160	0.376Kn/m	25.30kn
Palé de contreventement	L50*50*5	0.0515Kn/m	17.92kn
Toiture et bardage	Panneaux sandwich LL35	0.17Kn/m ²	325.85kn

$$W_T = 5671.72kn$$

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, ses valeurs sont données dans le tableau 05.

$\beta=0.50$ (entrepôts, hangars)

Force sismique suivant la direction X :

$$V_X = \frac{A D Q}{R} \cdot W = \frac{0,18 \times 2.5 \times 1,1}{4} \times 5671.72 = 701.88 \text{ kN}$$

V-3- Evaluation de la force sismique suivant la direction Y :

Tous les paramètres seront identique sauf « R » ; « Q ».

Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (portique en acier ordinaire).

$$R = 4$$

Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- P_1 : Condition minimale sur les files de contreventement (critère observé).
- P_2 : Redondance en plan (critère observé).
- P_3 : Régularité en plan (régulier : observé).
- P_4 : Régularité en élévation (régulier : observé).
- P_5 : Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- P_6 : Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

Force sismique suivant la direction Y :

$$V_Y = \frac{A D Q}{R} \cdot W = \frac{0,18 \times 2.5 \times 1}{4} \times 5671.72 = 638.07 \text{ kN}$$

V-4- Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X ; Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

Chapitre 6 : calcul des contreventements

VI-1- Introduction :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts). Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

VI-2- Calcul de la poutre au vent en pignon :

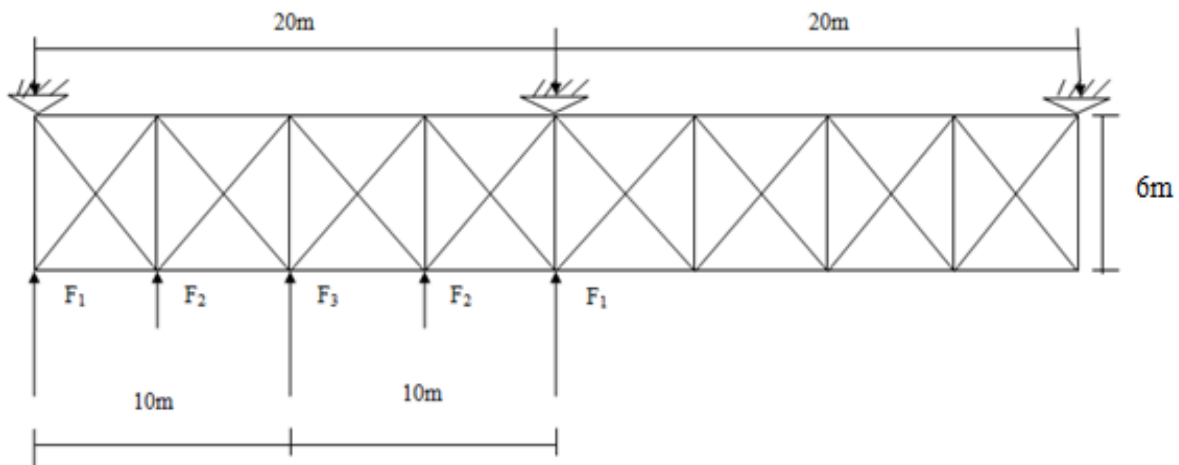


Figure VI.1 : schéma de la poutre au vent

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$V = P_h = q_h \times C_d \times \sum C_e$$

D'après l'étude au vent, la valeur de (C_e) est donnée ci-dessous



$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.979 = 74.21 daN/m^2$$

$$C_d = 0.93 \quad (\text{Voir CH-2})$$

$$q_{ref} = 375 N/m^2 = 37.5 daN/m^2$$

$$P_h = C_d \times q_h \times \sum C_r = 0.93 \times 74.21 \times 1.1 = 75.92 daN/m^2$$

$$V = P_h = 75.92 daN/m^2$$

La force d'entraînement F_c est la force de frottement pour la toiture, et est donnée par : (voir CH-2)

$$F_e = F_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

$$q_h = 74.21 daN/m^2$$

$$C_{fr} = 0.04 \text{ Coefficient de frottement}$$

Remarque :

L'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développé de la toiture ; soit

$$\frac{10}{\cos 8.53} = 10.11\text{m}$$

$$\mathbf{D'o\grave{u} : } S_{fr} = 60 \times 2 \times 10.11 = 1212\text{m}^2$$

$$F_e = F_{fr} = 74.21 \times 0.04 \times 1213.2 = 3601.26\text{daN}$$

Evaluation des efforts horizontaux en t\^ete des potelets :

$$F_1 = \left(75.92 \times \frac{11.79}{2} \times \frac{20}{8} \right) + \frac{3601.26}{8} = 1569\text{daN}$$

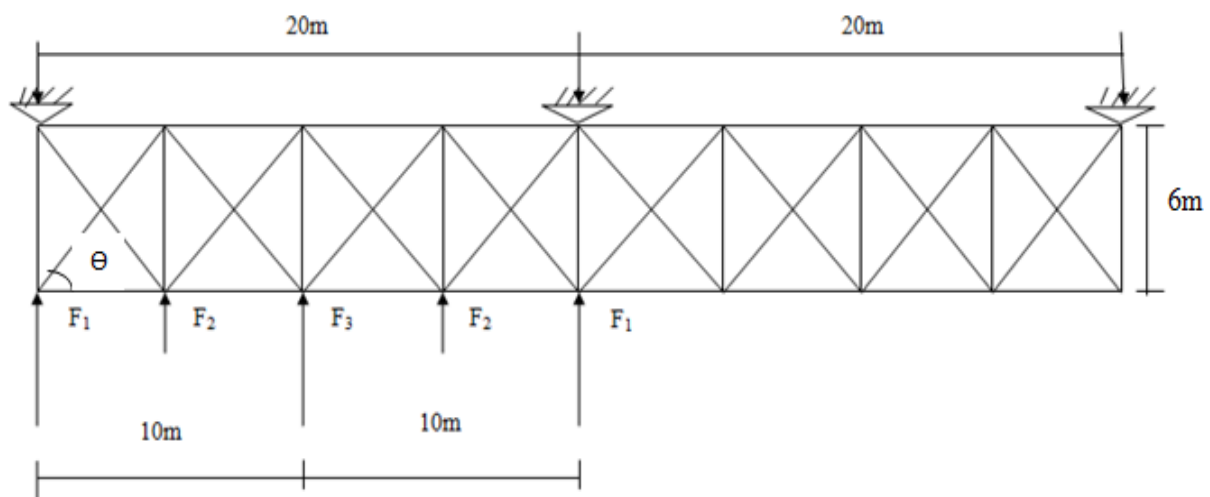
$$F_2 = \left(75.92 \times \frac{12.5}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{3601.26}{4} = 2822.66\text{daN}$$

$$F_3 = \left(75.92 \times \frac{13.29}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{3601.26}{4} = 3422.76\text{daN}$$

Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on consid\^ere que les diagonales comprim\^ees ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands \^elancements, elles tendent \^a flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre \^a treillis suppos\^ee horizontale :



Poutre au vent

Par la m\^ethode des coupures on \^etablit que l'effort F_d dans les diagonales d'extr\^emite (les plus sollicit\^ees) est donn\^e comme suit :

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

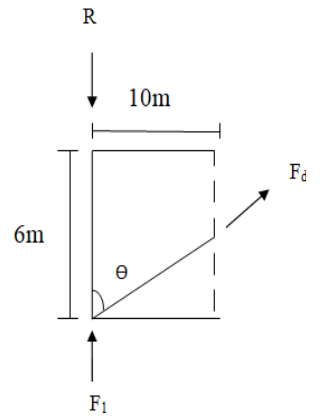
Avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{(2 \times 1569) + (2 \times 2822.66) + 3422.7}{2} = 6103 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{10}{6} = 1.67 \Rightarrow \theta = \tan^{-1} \theta = 59^\circ$$

$$\text{D'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{6103 - 1569}{\cos 59} = 8803.23 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 8803.23 = 13204.85 \text{ daN}$$



Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{132.05 \times 1.1}{23.5_{[KN/cm^2]}} = 6.18 \text{ cm}^2$$

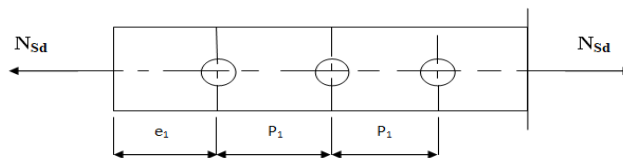
Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de $50 \times 50 \times 7$ avec un boulon de 12mm et trous de 13mm.

Soit : L50x50x7 ($A=6.65 \text{ cm}^2$)

Section nette : $A_{net} = 6.65 - 0.7 \times 1.3 \Rightarrow A_{net} = 5.74 \text{ cm}^2$

VI-2-1- Vérification à la résistance ultime de la section :

Cas de cornières assemblées par une seule aile : pour une attache avec deux boulons ou plus,



$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{m2}}$$

Ou β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau1 : coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2.5d_0$	$\geq 5.0d_0$
(2 boulons) β_2	0.4	0.7
(3 boulons ou plus) β_3	0.5	0.7

On attache de 3 boulons et plus : $p_1 = 100mm$; $e_1 = 25mm$

$$p_1 = 100mm > 5.0d_0 = 5 \times 13 = 65mm$$

$d_0 = 13mm$: diamètre des trous. Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$n_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 5.74 \times 3600}{1.25} = 11571.84daN$$

$N_{Sd} = 3540daN < N_{u,Rd} = 11571.84daN$OK

Conclusion :

Une cornière isolée de **50X50X7** avec boulon de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VI-2-2- Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérification sont les suivantes :

Flexion composée déviée (biaxiale) :

Vérification de la section à la résistance :

Section de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$\alpha = 2$ et $\beta = 5n$ avec : $\beta \geq 1.0$

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$A_w = A - 2bt_f$ (Aire de l'âme)

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0.5 \right)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} ; N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} ; M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} ; M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{m0}}$$

Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (voir calcul des pannes)

$$G = 22 \text{ daN/ml}$$

$$N = 37.7 \text{ daN/ml}$$

Compression :

$$V = F_2 = 2822.66 \text{ daN}$$

Combinaison de charge :

$$1.35G + 1.35N + 0.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35 \times 22 + 1.35 \times 37.7 = 80.60 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 80.60 \times \cos 8.53 = 79.70 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{79.70 \times 6^2}{8} = 358.65 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 80.6 \times \sin 8.53 = 11.96 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{11.96 \times 3^2}{8} = 13.46 daN.m$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 \times 2822.66 = 3810.59 daN$$

Caractéristiques géométrique de l'IPE180 :

$$W_{el,y} = 146 cm^3 ; W_{el,z} = 22.2 cm^3 ; W_{pl,y} = 166 cm^3 ; W_{pl,z} = 34.6 cm^3$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{166 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 3546.4 daN/m$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{34.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 739.18 daN/m$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059 daN$$

L'effort tranchant :

$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \Rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

Remarque :

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.

L'effort normal :

$N_{sd} \leq \min\left(0.25N_{pl,Rd}, \frac{0.5A_w f_y}{\gamma_{m0}}\right)$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 51059 = 12764.75 daN$$

$$A_w = A - 2bt_f = 23.9 - 2 \times 9.1 \times 0.8 = 9.34 cm^2$$

$$\frac{0.5A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \times 9.34 \times 2350}{1.1} = 9976.8 daN$$

$$N_{sd} = 3810.59 daN \leq \min(12764.75; 9976.8) = 9976.8 daN$$

\Rightarrow L'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

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 :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{ply,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plz,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

Ou : $\alpha=2$ et $\beta = 5n = 5 \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 5 \times \frac{3810.59}{12764.75} = 1.4 \approx 2$ avec : $\beta \geq 1$

VI-2-3- Vérification de l'élément aux instabilités (Déversement et Flambement) :

Déversement= Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Combinaison à l'ELU :

G-1.5V

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1.5V'$$

Avec :

$$G = 22daN/ml \text{ (Charge permanente)}$$

$$V = -200daN/ml \text{ (Vent de soulèvement "calcul des pannes")}$$

$$V' = 2822.66daN. \text{ (Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire "moment de la poutre au vent")}$$

Charges de flexion :

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5V = (22 \cos 8.53) - (1.5 \times 200) = -278.24daN/ml \text{ (Soulèvement)}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 22 \times \sin 8.53 = 4.41 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{278.24 \times 6^2}{8} = 1252 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{278.24 \times 3^2}{8} = 4.97 \text{ daN.m}$$

Charges de compression : (voir calcul des contreventements)

$$V' = F_2 = 2822.66 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5V' = 1.5 \times 2822.66 = 4233.99 \text{ daN}$$

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y,sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z M_{z,sd}}{W_{plz.rd}} \leq 1.0$$

Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,sd}}{\chi_z M_{ply.Rd}} + \frac{k_z M_{z,sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

Calcul du coefficient de réduction χ_{min} :

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

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{80.86}{93.9} \right) = 0.861 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{146.34}{93.9} \right) = 1.558$$

Avec : $\beta_A = 1.0$ pour les sections de classes 1 ; 2 et 3

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.978 > 1.2$$

Axe de flambement y-y \Rightarrow courbe de flambement a $\alpha=0.21$

Axe de flambement z-z \Rightarrow courbe de flambement a $\alpha=0.34$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5[1 + 0.21(0.861 - 0.2) + 0.861^2] = 1.211$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.211 + [1.211^2 - 0.861^2]^{0.5}} = 0.485$$

Flambement par rapport à l'axe fort z-z :

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5[1 + 0.34(1.558 - 0.2) + 1.558^2] = 1.945$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.945 + [1.945^2 - 1.558^2]^{0.5}} = 0.323$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z) = \text{Min}(0.485; 0.323) = 0.323$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5-5-1 de l'Eurocode 3.

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

IPE180 :

$i_z = 2.05\text{cm}$, $t_f = 0.8\text{cm}$, $h = 18\text{cm}$, $L = 300\text{cm}$: longueur libre entre maintien latéraux (présence d'un lierne)

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{2.05}}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/2.05}{18/0.8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 80.34$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: L'élancement réduit pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.49$ Pour les sections soudées

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} = \frac{80.34}{93.9} = 0.86$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2] = 0.939$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.939 + [0.939^2 - 0.86^2]^{0.5}} = 0.76$$

Calcul des coefficients K :

β_{My} , β_{Mz} et β_{MLT} Sont des facteurs de moments uniformes équivalents pour le flambement par rapport à l'axe des y et z et le déversement respectivement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{My} = \beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \text{ et } \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.558 \times 1.3 - 0.15 = 0.15 \leq 0.9 \dots \text{OK}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_y} \text{ Et } k_{LT} \leq 1.0$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.15 \times 4233.99}{0.323 \times 23.9 \times 2350} = 0.96 \leq 1.0 \dots \text{OK}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ Avec : } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_y = 0.861(2 \times 1.3 - 4) + \frac{166 - 146}{146} = -1.068 \leq 0.9 \dots \text{OK}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A f_y} \text{ Et } k_y \leq 1.5$$

$$k_y = 1 - \frac{-1.068 \times 4233.99}{0.485 \times 23.9 \times 2350} = 1.17 \leq 1.5 \dots \text{OK}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ Avec : } \mu_z \leq 0.9$$

$$\mu_z = 1.558(2 \times 1.3 - 4) + \frac{34.6 - 22.2}{22.2} = -1.623 \leq 0.9 \dots \text{OK}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_y} \text{ Et } k_z \leq 1.5$$

$$k_z = 1 - \frac{-1.623 \times 5134.05}{0.323 \times 32.9 \times 2350} = 1.28 \leq 1.5 \dots \text{OK}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z M_{z.sd}}{W_{plz.rd}} \leq 1$$

$$\frac{4233.99}{0.323 \times 51059} + \frac{1.17 \times 1252}{3546.4} + \frac{1.8 \times 4.97}{739.18} = 0.68 \leq 1 \dots \text{OK}$$

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE180** est adéquat comme panne de toiture.

VI-3- Calcul de la palée de stabilité en long pan :

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

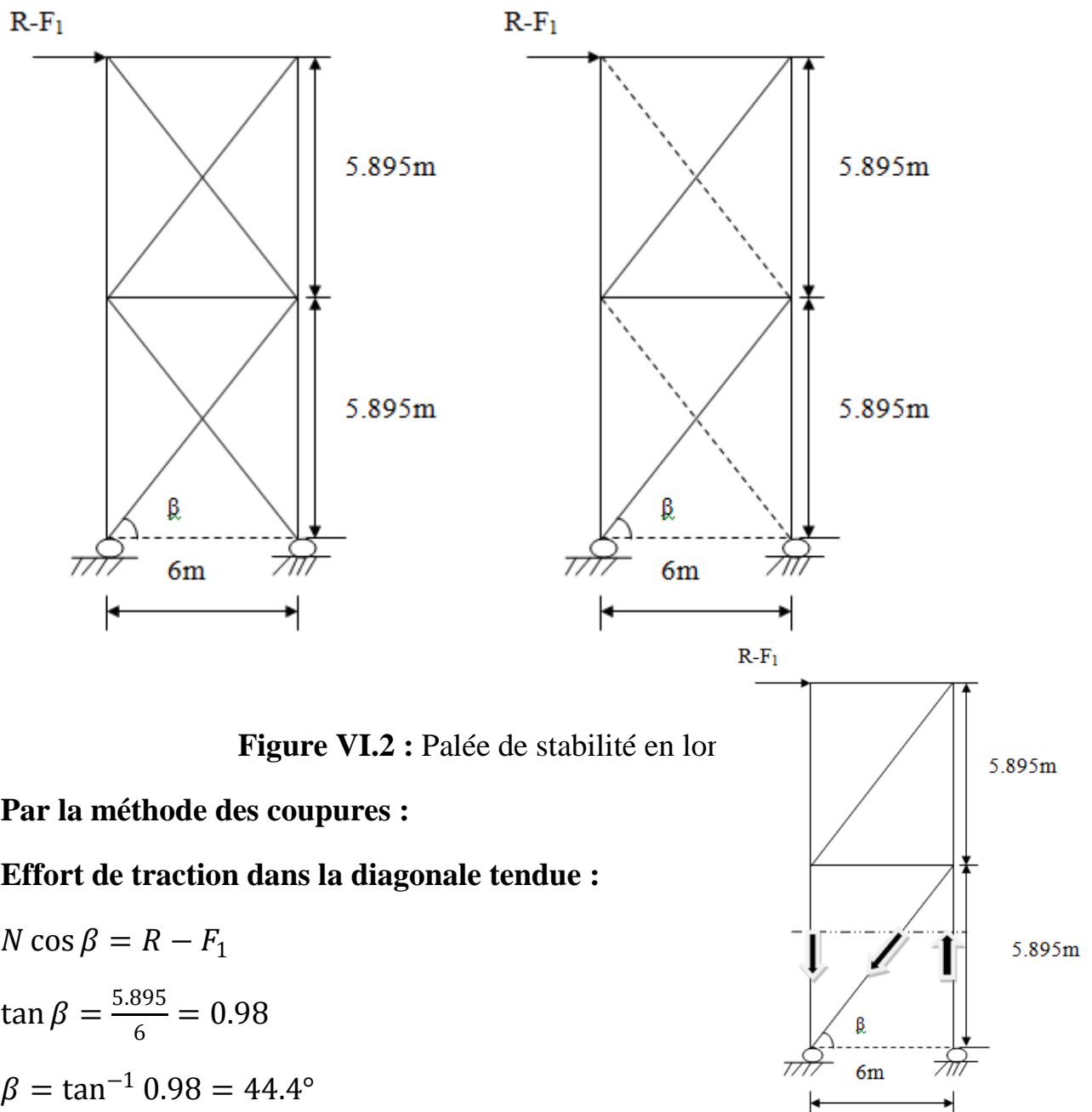


Figure VI.2 : Palée de stabilité en long

Par la méthode des coupures :

Effort de traction dans la diagonale tendue :

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

$$\tan \beta = \frac{5.895}{6} = 0.98$$

$$\beta = \tan^{-1} 0.98 = 44.4^\circ$$

$$N = \frac{R-F_1}{\cos \beta} = \frac{4534}{\cos 44.4} = 6345.9kg$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Sd} = 1.5N = 1.5 \times 6345.9 = 9518.85kg \approx 9518.85daN$$

$$1daN = 10N \approx 1kg$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{9518.85 \times 1.1}{2350} = 4.45mm^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de **45x45x5** avec un boulon de 12mm et trous de 13mm.

Soit **L45x45x5** (A=4.30cm²)

$$\text{Section nette : } A_{net} = 6.65 - 0.7 \times 1.3 = 5.74cm^2$$

VI-3-1- Vérification à la résistance ultime de section :

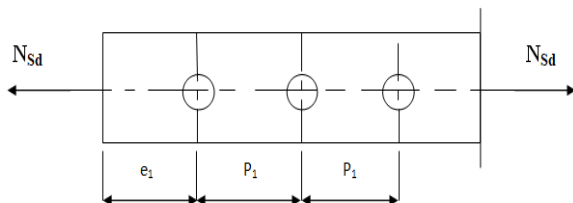
Cas de cornières assemblées par une seule aile :

Attache de 3 boulons et plus

$$p_1 = 100mm; e_1 = 25mm ;$$

$$p_1 = 100mm > 5.0d_0 = 5 \times 13 = 65mm$$

$$d_0 = 13mm : \text{Diamètre des trous ; donc : } \beta = \beta_3 = 0.7 \text{ (tableau1)}$$



$$N_{u,sd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 5.74 \times 3600}{1.25} = 11571.84daN$$

$$N_{sd} = 3592daN < N_{u,sd} = 11571.84daN \dots\dots\dots ok$$

Conclusion :

Une cornière isolée de **50x50x7** avec boulon de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

Chapitre 07 : Calcul des assemblages :

VII. Introduction :

La caractéristique essentielle des ossatures métallique est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle : l'un est permettre la construction d'une structure spatiale ; et l'autre est d'assurer la stabilité de la structure.

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

i. Assemblages dans le portique:

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faitage et du pied de poteau.

Le jarret peut être utilisé afin d'augmenter la résistance à la flexion de la traverse ainsi que pour fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse-poteau, pour que l'assemblage soit efficace.

VII.1. Assemblage de rive:

Pour les assemblages de rive, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la figure suivante 04-1.

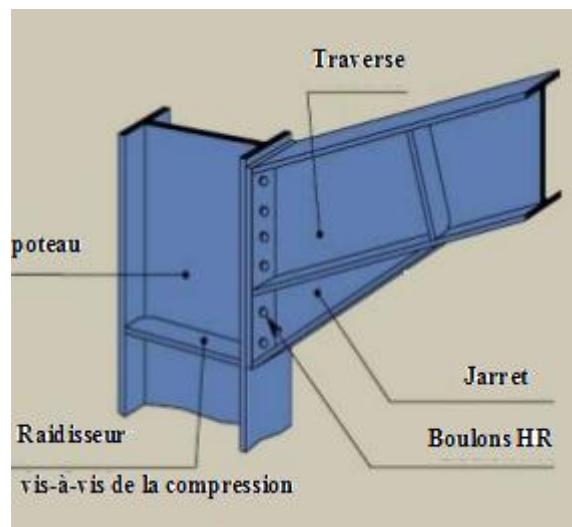


Figure VII.1: Assemblage poteau-travers.

Soit un assemblage constitué de 12 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement $\nu = 0,3$

Sachant que la traverse et le jarret sont en IPE450, et le poteau HEA400 on va tacher de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- $M_{maxy .sd} = 335,4 kN.m$
- $N_{sd,cores} = 40,81 k$
- $V_{z.sd,cores} = 40,06 kN$

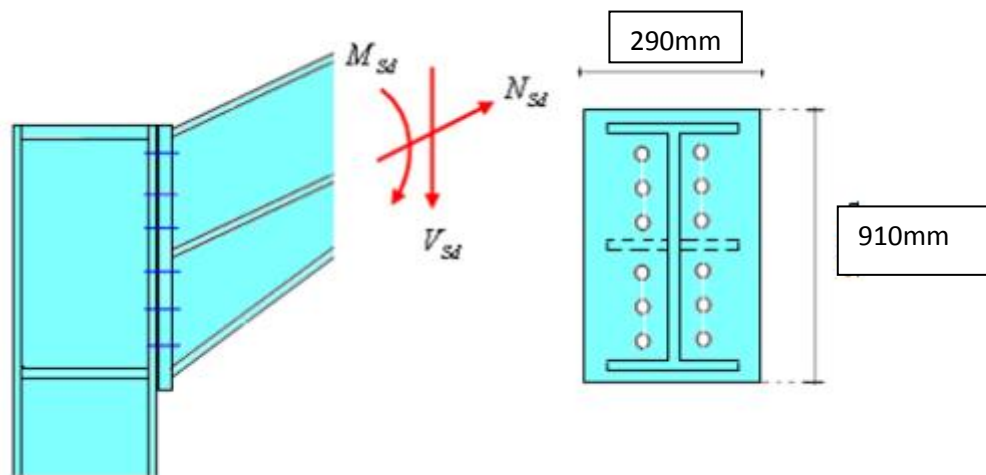


Figure VII.2 : Détails d'assemblage.

- Platine : 910 x 290 x 20
- Boulons : HR 10,9

Le moment résistant M_{Rd} de l'assemblage est obtenu par la somme des produit des efforts de traction dans les rangées de boulons situées dans la zone tendue (qui sera définie par la distance x) par leurs distances respectives d_i au centre de résistance de la zone comprimée (axe neutre de la semelle comprimée).

a) Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 14,6 \sqrt{\frac{190}{9,4}} = 65,64 \text{ mm}$$

$$d_1 - x = 732.06 \text{ mm}; \quad d_2 - x = 590.06 \text{ mm};$$

$$d_3 - x = 448.06 \text{ mm}; \quad d_4 - x = 306.24 \text{ mm};$$

$$d_5 - x = 164.06 \text{ mm}$$

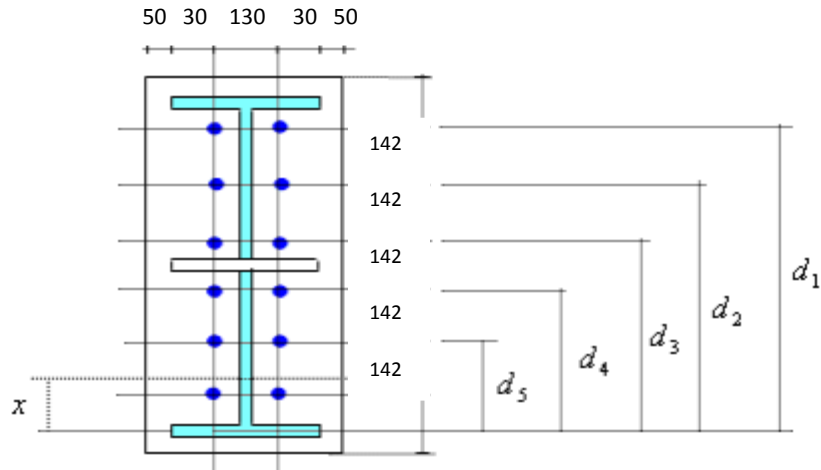


Figure VII.3 : Détails d'assemblage.

b) Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

- N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- d_i : Distance du boulon par rapport au centre de rotation.

c) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

d) Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

- n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

e) Vérification de la résistance de l'assemblage :

$$\sum d_i^2 = (732.06^2 + 590.06^2 + 448.06^2 + 306.24^2 + 164.06^2) = 1205539.032 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 2089621,6}{732,06} \times 10^{-3} = 564,84 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{max,y.sd} = 335,4 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 564,84 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

f) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:

$$\frac{V_{sd,cores}}{n} = \frac{74,06}{12} = 6,17 \text{ kN}$$

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

Avec :

- $k_s=1$: Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).
- $m=1$: Plan de frottement.
- $v = 0,3$: Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).
- $F_p = 171,5 \text{ kN}$: Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)
- $\gamma_{M_2} = 1,25$: Coefficient sécuritaire.

$$V_{Rd,cores} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd,cores}}{n} = 6,17 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 41,16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

L'assemblage poteau-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts et sollicitations qui lui sont appliquées

VII.2. Assemblage de faîtage:

L'assemblage du faîtage est souvent conçu de même manière que l'assemblage au niveau du jarret (comme le montre la figure suivante 04-7.); dans notre vu que la portée de notre portique est importante ce dernier se fera sur chantier et non a l'usine.

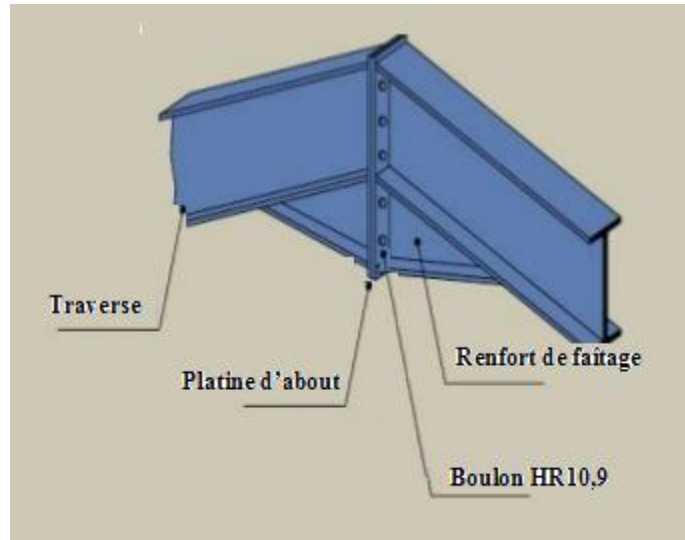


Figure VII.4 : Assemblage traverse-travers.

Soit un assemblage constitué de 12 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement $\nu = 0,3$

Sachant que la traverse, le jarret ainsi que le travers sont en IPE450, on va tacher de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- $M_{sd,max} = 106.9 kN.m$
- $N_{sd,cores} = 51.34 kN$
- $V_{z.sd,cores} = 79,29 kN$

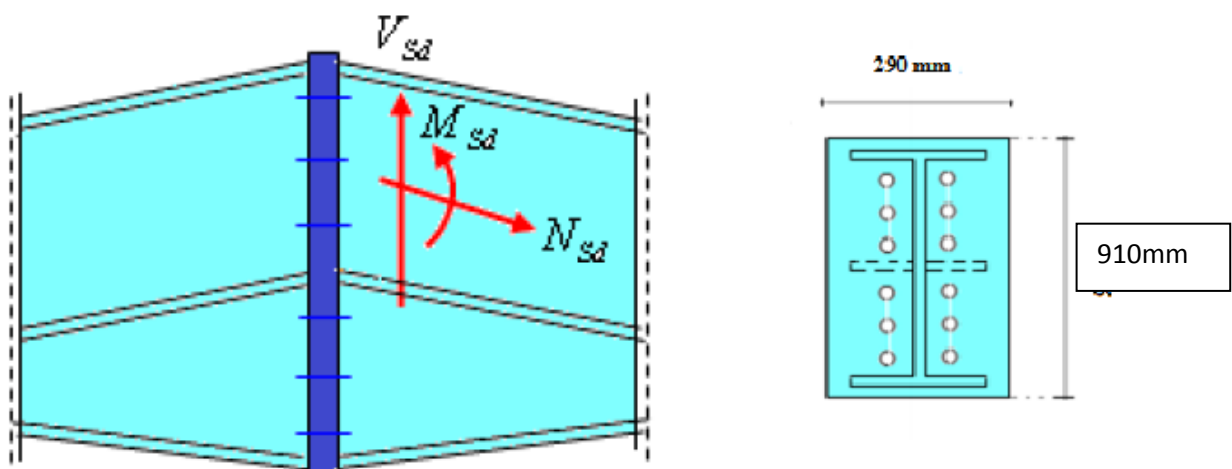


Figure VII.5 : Détails sur l'assemblage.

- Platine : 910 x 290 x 20
- Boulons : HR 10,9

a) Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1} \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

$$\sum d_i^2 = (732.06^2 + 590.06^2 + 448.06^2 + 306.24^2 + 164.06^2) = 1205539.032 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 1205539.032}{732.06} \times 10^{-3} = 564.84 \text{ Kn.m}$$

b) Vérification de la résistance de l'assemblage :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

$$M_{sd,max} = 106.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 564.84 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd,max} = 106.9 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 564.84 \text{ Kn.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\frac{V_{sd,cores}}{n} = \frac{79,29}{12} = 6.60 \text{ kN}$$

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{V_{sd,cores}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

Avec :

- $k_s=1$: Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).
- $m=1$: Plan de frottement.

- $\nu = 0,3$: Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).
- $F_p = 171,5 \text{ kN}$: Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)
- $\gamma_{M_2} = 1,25$: Coefficient sécuritaire.

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd,cores}}{n} = 6,60 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 41,16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.3. Calcul des bases des poteaux :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau (comme le montre la figure suivante 04-9.). Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

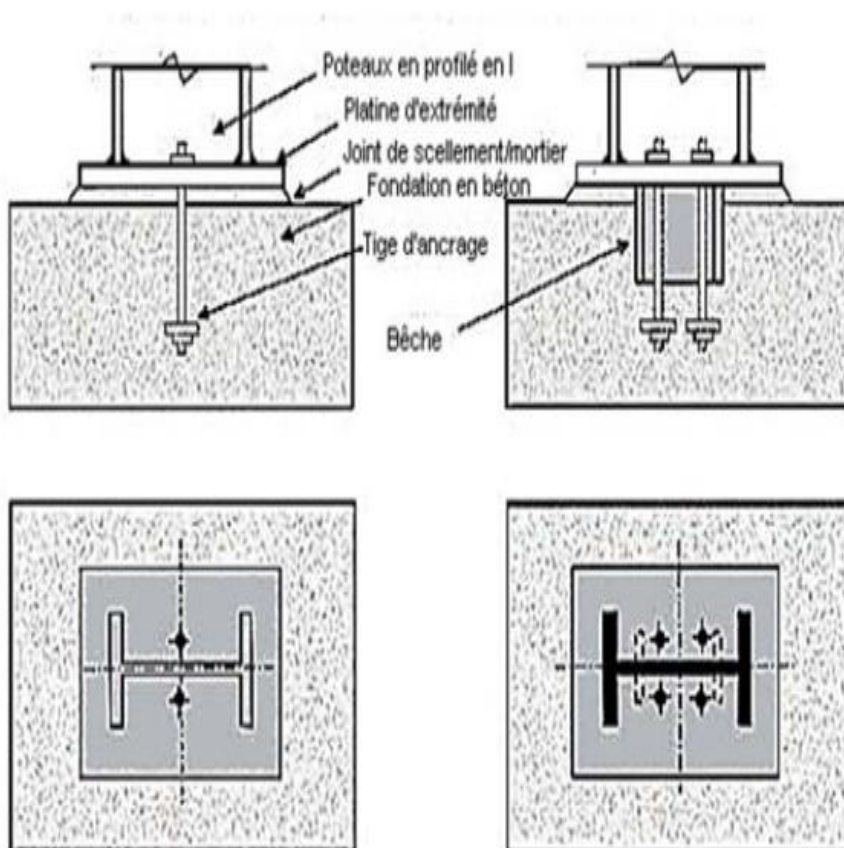


Figure VII.6 : Base de poteau.

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations (comme le montre la figure suivante 04-10.); il est possible d'utiliser des pieds de poteau encasté ((comme le montre la figure suivante 04-11.), si le sol présente des caractéristiques fiables.

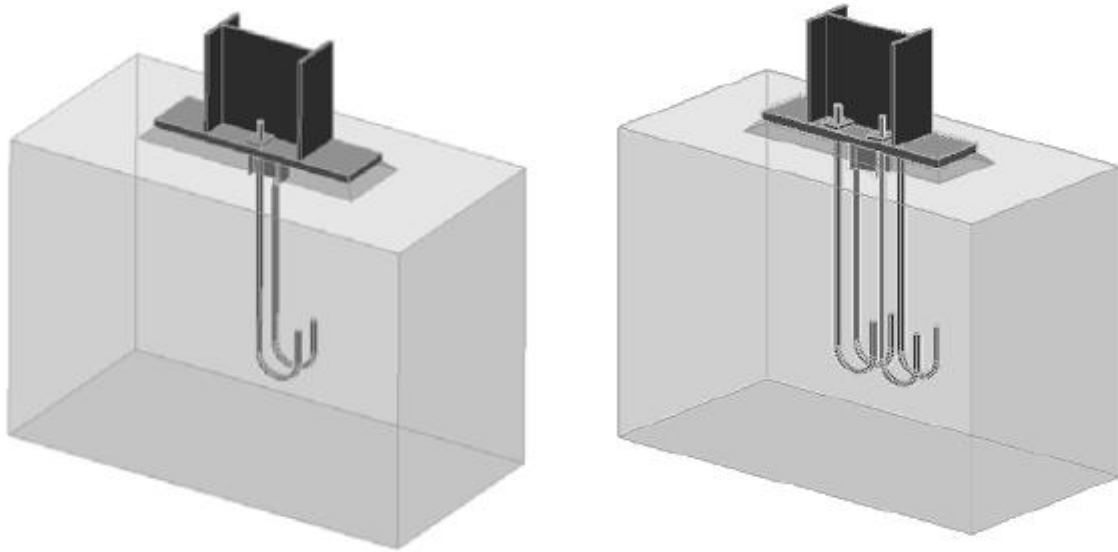


Figure VII.7 : Pieds de poteau articulés.

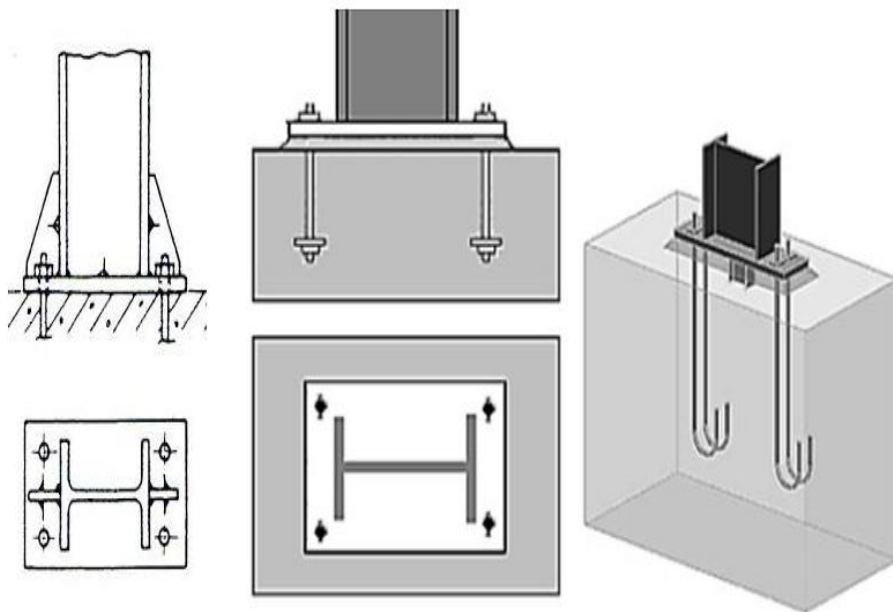


Figure VII.8: Pieds de poteau encastrés.

Sachant le poteau est en HEA400, on va tacher de dimensionner la plaque d'assise (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- Charge axiale de compression : $N_{sd} = 63.2kN$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = 24.34 kN$
- Effort de soulèvement : $N_{sd} = -148.12 kN(\text{compression})$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = -56.96 kN$

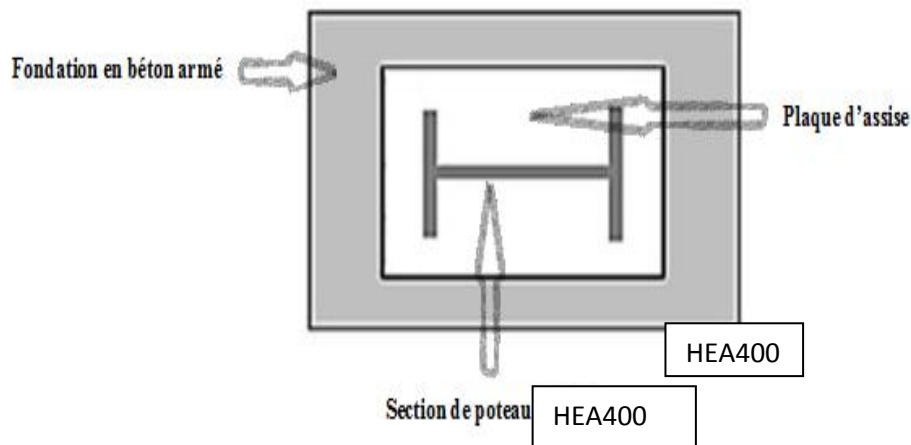


Fig. 4_12 : Détails sur l'assemblage.

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe C25 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients de sécurité : $\gamma_{M_0} = 1,1$; $\gamma_{M_2} = 1,25$.
- Béton : $\gamma_c = 1,5$.

1) Résistance du béton a la compression:

$$f_{cd} = f_{jd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

2) Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement:

- La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = \frac{2}{3}$
- Du moment que les dimensions de la fondation sont inconnues, on admettra que : $\left(\frac{A_{c1}}{A_{c2}}\right)^{0,5} = \alpha = 1,5$

Ainsi la résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement sera :

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 1,5 \times \frac{2}{3} \times 16,67 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

a) Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

On admettra que l'aire de la plaque sera :

$$A_{c0} = \max \left[\left(\frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \right); \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right) \right]$$

$$\frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{390 \times 300} \left(\frac{63200}{16,7} \right)^2 = 122.4 \text{mm}^2$$

$$\frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{63200}{16,7} = 3784.43 \text{mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{c_0} = 3784.43 \text{mm}^2$$

b) Choix du type de la plaque d'assise :

On a :

$$A_{c_0} = 3784.43 \text{mm}^2 < 0,95 \times 400 \times 190 = 72200 \text{mm}^2$$

Ce qui implique qu'une plaque à projection courte sera satisfaisante ; ces dimensions seront prise comme suit :

$$\begin{cases} b_p > b_{fc} + 2t_{fc} = 300 + (2 \times 19) = 338 \text{mm} \\ h_p > h_c + 2t_{fc} = 390 + (2 \times 19) = 428 \text{mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_p = 340 \text{mm} \\ h_p = 430 \text{mm} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$A_{c_0} = b_p \cdot h_p = 340 \times 430 = 146200 \text{mm}^2 > 111150 \text{mm}^2$$

c) Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

- **Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c' :**

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Avec :

$$\text{➤ } A = +2$$

$$\text{➤ } B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(300 - 11 + 390) = -679 \text{mm}$$

$$\text{➤ } C = \frac{0,5 N_{sd}}{f_{jd}} - [(2b_{fc} \cdot t_{fc}) + (4t_{fc}^2) + (0,5h_c \cdot t_{wc}) - (t_{fc} \cdot t_{wc})] = \frac{(0,5 \times 63200)}{16,7} - [(2 \times 300 \times 19) + (4 \times 19^2) + (0,5 \times 390 \times 11) - (19 \times 11)] = -9015.78 \text{mm}^2$$

$$c = \frac{679 - \sqrt{(679)^2 - (4 \times 2 \times -9015.78)}}{2 \times 2} = -12 \text{mm}$$

La valeur de la largeur additionnelle 'c' car l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous amène à recalculer cette valeur de la manière suivante :

- **Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c' :**

On pose $t = 20mm$

- $t = 20 mm$: Epaisseur de la Plaque d'assise.
- $\beta_c = 20mm$: Débord de la plaque d'assise pour un assemblage articulé.

$$c = t \left(\frac{f_y}{3 f_{jd} \cdot \gamma_{M_0}} \right)^{0,5} = 15 \left(\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 31mm$$

$$\frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = \frac{(390 - 2 \times 19)}{2} = 176 mm$$

$$c < \frac{(h_c - 2t_{fc})}{2}$$

il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

$C < \beta_c$ Plaque a projection courte.

- **Calcul de la section efficace A_{eff} :**

La plaque d'assise est à projection courte :

$$A_{eff} = [2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc})] + [(h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$A_{eff} = [2(300 + 2 \times 20)(31 + 20 + 19)] +$$

$$[(390 - 2 \times 31 - 2 \times 19)(2 \times 31 + 11)] = 68770 mm^2$$

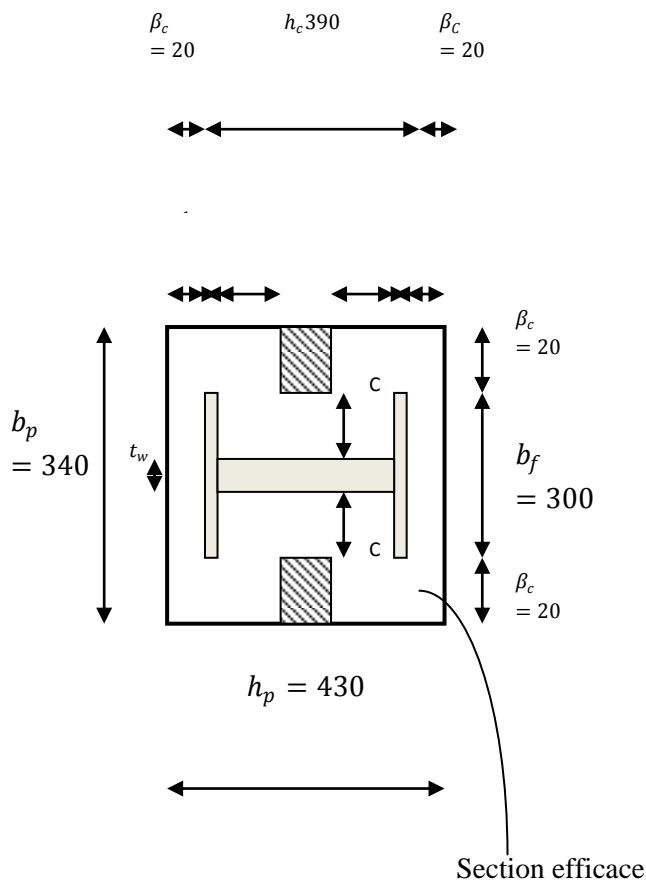


Figure VII.10 : Dimensions de la plaque d'assise.

• **Calcul de la résistance a l'effort axial N_{sd} :**

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$$

Avec :

- $A_{eff} = 68770 \text{ mm}^2$: Section efficace.
- $f_{jd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$: Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 68770 \times 16,67 \times 10^{-3} = 1146.39 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 63.2 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 63.2 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 1146.39 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d) Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

L'inégalité suivante doit être vérifiée : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

- **Calcul du moment résistant M_{Rd} :**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6\gamma_{M_0}} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1,1} \times 10^{-3} = 14.24 \text{ N.m (Annexe 'L' Eurocode 03)}$$

- **Calcul du moment de flexion M_{sd} :**

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{31^2}{2}\right) \times 31.6}{68770} = 0,221 \text{ N.m}$$

$$M_{sd} = 0,221 \text{ N.m} \leq M_{Rd} = 14.24 \text{ N.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- e) Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise :**

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = C_{fd} \cdot N_{sd}$$

Avec :

- $N_{sd} = 31.6 \text{ kN}$: Effort de calcul de compression du poteau.
- $C_{fd} = 0,2$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche scellement (spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = 0,2 \times 63.2 = 12.64 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 24.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 24.43 \text{ kN} > F_{v.Rd} = 12.64 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, ce sont les tiges d'ancrages qui vont reprendre l'effort de cisaillement.

3) Tiges d'ancrages :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moment de flexion.

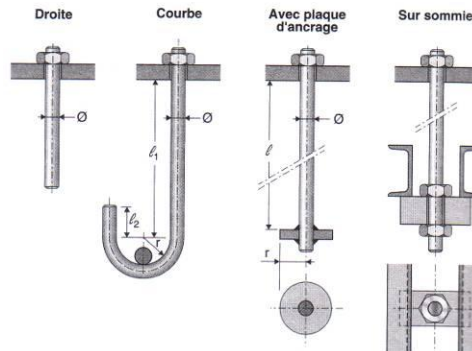


Figure VII.11 : Types de tiges d'ancrage.

Soit deux tiges d'ancrage M20 de classe 4,6 (de forme courbe)

- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2 \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$

a) Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \cdot F_{vb.Rd}$$

$$F_{f.Rd} = 0,2 N_{sd} = 0,2 \times 63,2 = 12,64 \text{ kN}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,368 \times 400 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 28,85 \text{ kN}$$

Avec :

- $F_{f.Rd} = 12,64 \text{ kN}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression dans le poteau.
- $\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,44 - (0,0003 \times 240) = 0,368$
- $n_b = 2$: Nombre de tiges situées dans l'assemblage.

$$F_{v.Rd} = 12,64 + (2 \times 28,85) = 70,34 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 24,43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 24.43 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 70.34 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

b) Résistance des tiges d'ancrage a l'effort de soulèvement :

Dans le cas ou l'effort au pied du poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrage doivent transmettre ce dernier ainsi que l'effort tranchant commettant aux fondations.

c) Résistance des tiges d'ancrage :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{V_{sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 246}{1,25} = 70,6 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{t.Rd}} = \frac{24.43}{70.34} + \frac{63.2}{70,6} = 0,62 \leq 1 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

d) Vérification de la tige d'ancrage a l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrage :

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc.Rd}$$

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2)$$

Avec :

➤ $F_{anc.Rd}$: Résistance d'ancrage en traction.

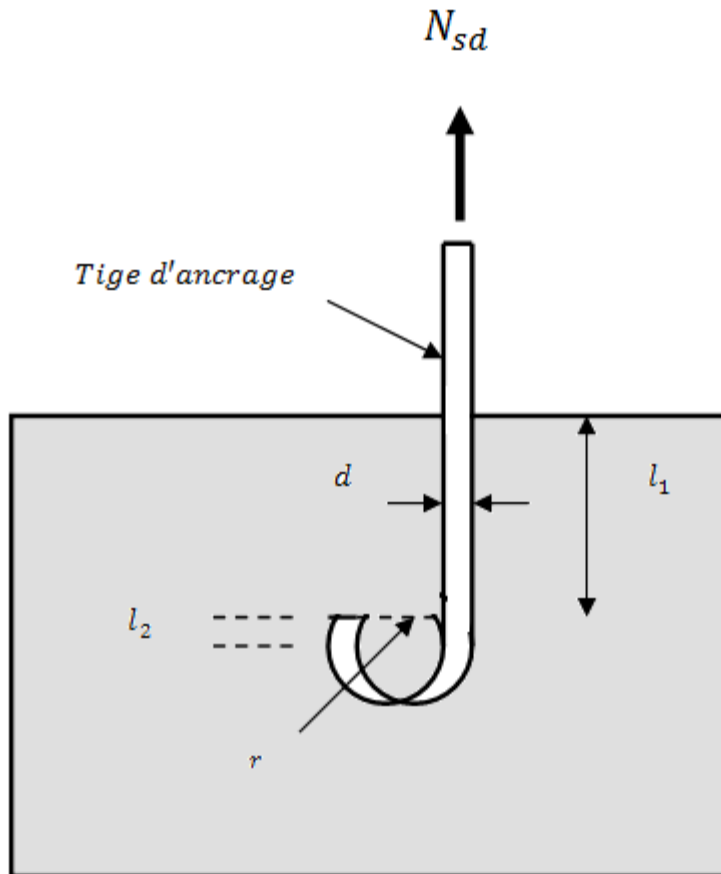


Figure VII.12 : Tige d'ancrage.

- $r = 3 \times 20 = 60\text{mm}$
- $l_1 = 20 \times 20 = 400\text{mm}$
- $l_2 = 2 \times 20 = 40\text{mm}$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 400 + (6,4 \times 60) + (3,5 \times 40) = 924\text{mm}$$

- Fondation en béton de classe C25: $f_{ck} = 25\text{ N/mm}^2$
- Béton : $\gamma_c = 1,5$.

• **Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :**

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2\text{ N/mm}^2$$

- . Calcul de la résistance d'ancrage en traction $F_{anc.Rd}$:

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) = 3.14 \times 20 \times 1.2 \times (924) \\ = 69632.64 \text{N} = 69.63 \text{KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = 74.06 \text{KN} \geq F_{anc.Rd} = 69.63 \text{KN} \dots \dots \dots \text{non vérifie}$$

Donc on augment la tige

$$\frac{N_{sd}}{4} = 37.04 \text{KN} \leq F_{anc.Rd} = 69.63 \text{KN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Conclusion : Les bases de poteaux tel que conçues résistent à tous les efforts et sollicitations qui leur sont appliquées

Conclusion général

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche.

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 RNV99, le RPA99.

Nous avons vu dans ce projet une structure légère, et nous avons connus l'effet des conditions aux limites et leurs influences sur la stabilité des éléments et d'ensembles.

Dans ce cas, nous avons pu connaître les actions les plus extrême à prendre au sérieux, qui sont l'action de vent qui est le cas défavorable sur le portique, et l'effort sismique qui est très important au niveau des palées de stabilité, ce qui a engendrés des effets d'arrachement assez important au niveaux de fondations.

LISTE DES TABLEAU

Chapitre II: ETUDE CLIMATIQUE

Tableau II-1 : les valeurs des Cd

Tableau II-2 : valeur de Qdyn

Tableau II-3 : valeur de Cpe els parois vertical

Tableau II-4 : valeur de Cpe de la toiture

Tableau II-5 : valeur de Cpe els parois vertical

Tableau II-6 : valeur de Cpe sur la toiture I

Tableau II-7 : valeur des parois vertical Z1 Z2

Tableau II-8 : pression de la toiture

Tableau II-9 : pression Qj des parois verticales au pignon

Tableau II-10 : pression Qj de la toiture

Tableau II-11 : pression Qj sur la parois vertical a long pan (ferme)

Tableau II-12 : pression Qj sur la toiture

Chapitre III : ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRE

Tableau III-1 : caractéristique et dimensionnement d IPE

Tableau III-2 : caractéristique et dimensionnement d IPE180

Tableau III-3 : caractéristique et dimensionnement UAP130

Tableau III-4 : caractéristique et dimensionnement d IPE360

Chapitre IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT STRUCTURAUX

Tableau IV-1 : pression sur la paroi verticale direction du vent la plus défavorable

Tableau IV-2 : pression sur la toiture

Tableau IV-3 : les réactions d'appuis

Tableau IV-4 : valeur des moments sous charge unitaire

Tableau IV-5 : Réaction d'appuis sous les charges

Tableau IV-6 : valeur des moments sous charge réelle

Tableau IV-7 : combinaison a L'ELU pour les réactions d'appuis

Tableau IV-8 : combinaison a L'ELU pour les moments



Tableau IV-9 : effort au pied de poteaux

Tableau IV-10 : pris en compte des défauts d'aplomb

Tableau IV-11 : effort équivalent en tête de poteaux

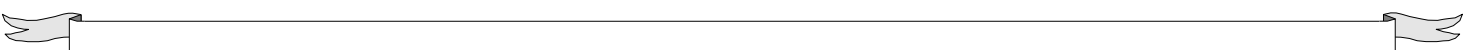
Tableau IV-12 : effort horizontal en tête de poteaux

Tableau IV-13 : réaction d'appuis Heq

Tableau IV-14 : combinaison L'ELU des moments avec prise en compte

Chapitre VI : Contreventement

Tableau VI-1 : coefficient minorâtes



Liste des figures

- Figure II.1** : distribution de Q_{dyn} selon la hauteur.
- Figure II.2** : représentation légende pour les parois verticales.
- Figure II.3** : valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.
- Figure II.4** : valeurs de C_e pour la toiture du vent V_1 .
- Figure II.5** : représentation des parois verticales.
- Figure II.6** : valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.
- Figure II.7** : valeurs de C_e pour la toiture (V_2).
- Figure III.1** : disposition des pannes.
- Figure III.2** : répartition des charges sur les pannes.
- Figure III.3** : disposition de la lisse de bardage.
- Figure III.4** : répartition des charges sur les lisses.
- Figure IV.1** : éléments constituent le portique.
- Figure IV.2** : pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire.
- Figure IV.3** : charge du vent équivalente à chaque versant.
- Figure IV.4** : charge du vent équivalente à la toiture.
- Figure IV.5** : efforts internes.
- Figure IV.6** : charges verticales vers le bas.
- Figure IV.7** : charges verticales vers le haut.
- Figure IV.8** : vent horizontal.
- Figure IV.9** : effort horizontale en tête du poteau.
- Figure IV.10** : moments sous la combinaison $1.35G+1.5N$.
- Figures IV.11** : sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.




Figure VI.1 : schéma de la poutre au vent.

Figure VI.2 : palée de stabilité en long-pan.

Figure VII.1 : assemblage poteau- travers.

Figure VII.2 : détails d'assemblage.

Figure VII.3 : détails d'assemblage.

Figure VII.4 : assemblages traverse travers.

Figure VII.5 : détails sur l'assemblage.

Figure VII.6 : base de poteau.

Figure VII.7 : pieds de poteau articulés.

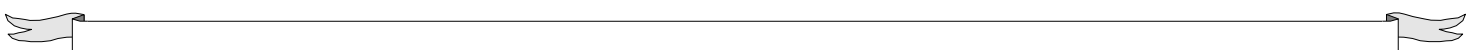
Figure VII.8 : pieds de poteau encastrés.

Figure VII.9 : détails sur l'assemblage.

Figure VII.10 : dimensions de la plaque d'assise.

Figure VII.11 : type de tiges d'ancrage.

Figure VII.12 : tige d'ancrage.



Notations

Charge :

G : Charges permanentes.

N: Surcharge climatique de Neige.

V: Surcharge climatique de Vent.

Sollicitation :

M_{ed} : Moment fléchissant de calcul.

N_{ed} : Effort normal.

V_{ed} : Effort tranchant.

$N_{pl,Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

$V_{pl,Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant

$M_{pl,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique.

Caractéristique du matériau :

E : Module d'élasticité longitudinale.

f_y : Limite élastique du matériau.

f_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

A : Aire de la section brute.

I_y : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

t_f : Épaisseur de la semelle.

t_w : Épaisseur de l'âme.

b : Largeur de la semelle.

H : hauteur de la section

L : longueur de l'élément

W_{ply} = Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy.

G_p : Poids propre

Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons

d : Diamètre des boulons

d_0 : Diamètre des trous de fixation

A_s : Section des boulons

f_{ub} : Résistance à la traction des boulons

f_{yb} : Limite d'élasticité des boulons

Autres symboles

λ : Elancement.

λ_1 : Elancement Eulérien.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit vis-à-vis du flambement.

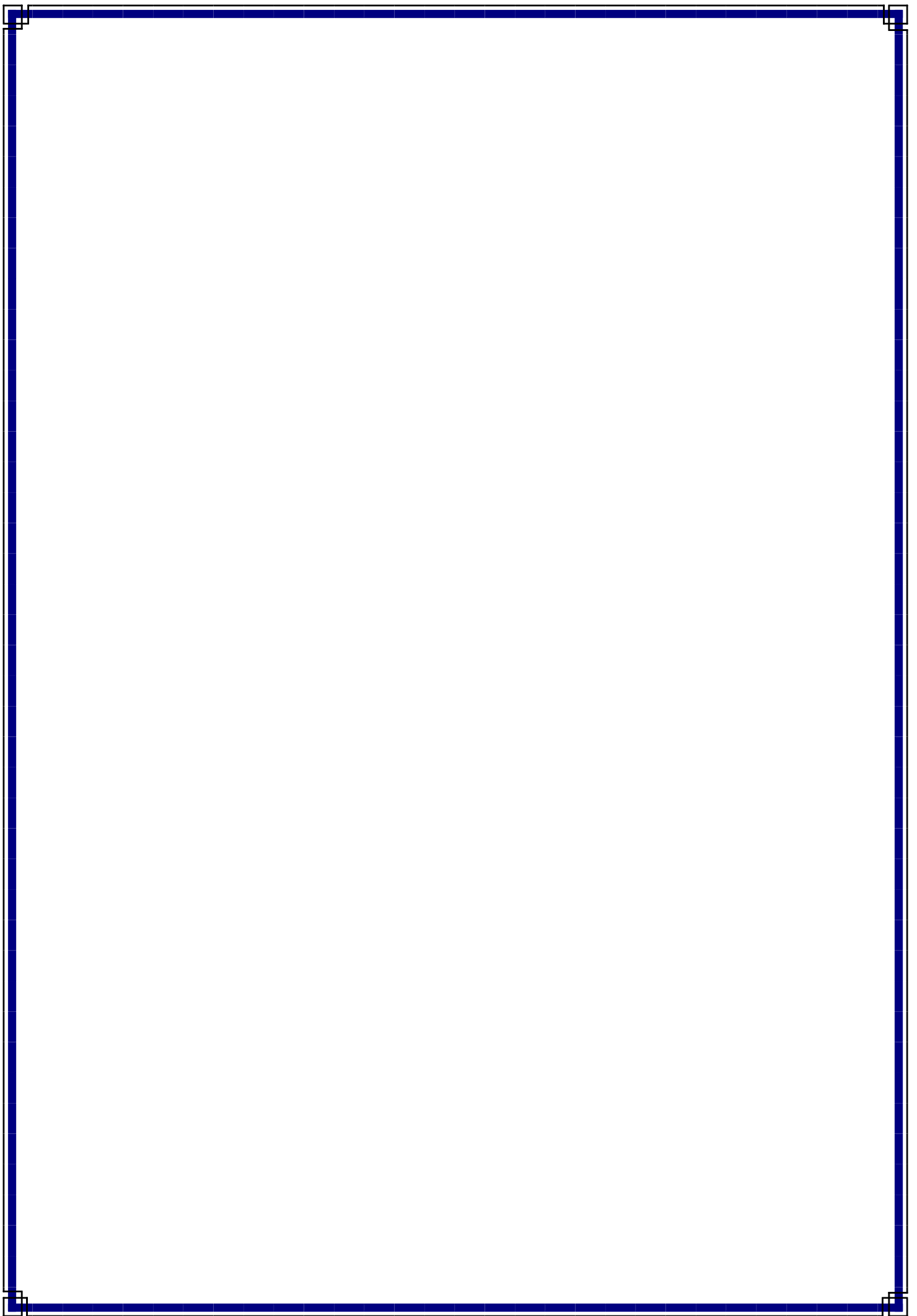
\bar{h}_{LT} : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

χ : Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.

χ_{LT} : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

α : Facteur d'imperfection pour le flambement.

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement



Bibliographie

- Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 ».
- Règles neige et vent « RNV99 ».
- Règles de conception des structures en acier « CCM97 ».
- Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48 ».
- Le livre de M_r Lahlou Dahmani « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».
- L'Eurocode 3