

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude



En vue de l'obtention du diplôme de Master Professionnel en Génie Civil

OPTION : Construction métallique

Thème

Calcul d'un hangar métallique à usage industriel

Réalisé par :

Djaouti Souad
Kamour Zahia

suivi par :

Mr : S. ILLOULI.

Membre de jurys :

Mr : M.LABIOD.

Mr :K. BENYAH.

Année universitaire 2019/2020

Remerciements

Ce travail est le résultat de plusieurs années d'étude pour cela nous remercions:

Nous remercions DIEU, le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mené à bien ce travail et nous avoir aidées à arriver jusqu'au bout.

On remercie profondément nos chers parents pour leur soutien moral, matériel et physique pendant nos études.

On tient aussi à remercier vivement tout nos enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation particulièrement :

Notre promoteur Mr ILLOULI Saïd pour son suivi et ses remarques.

Les membres de jury pour l'intérêt qui ont portés à notre travail et qui feront l'honneur d'examiner et juger ce dernier.

Nos vifs remerciements vont également aux staffs administratifs du département génie civil de l'université

MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU pour nos avoir accompagnées

pendant notre parcours universitaire.

Enfin, nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont contribués de près ou

de loin à l'élaboration de notre travail

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

À mes grands parents

À ma chère mère.

À mon cher papa.

Mes chers frères Mouloud et Saïd

Mes sœurs : Karima ; Djadjiga ; Ouiza, Dilia et Nassima

À mon cher Rabah et sa famille.

À mon binôme Souad et sa famille.

À tous mes amis (N.N. S. H. S. A.)

À toute la promotion CM

À notre cher enseignant Mr DEHMANNI AHLOU

Pour sa disponibilité et sérénité.

Zahia

Je tiens à dédier ce travail :

A la mémoire de mon cher père.

***A celle qui représente pour moi l'exemple du courage et
de volonté ma chère mère.***

A mes frères : Mohamed, Imad.

***A mes chères sœurs : Kamilia, Fetta, Samia, Sonia et
leurs maris.***

A mes deux neveux Lahna, Yacine.

A mon cher koeila et sa famille.

A mon binôme zahia et sa famille.

A mon ami AREZKI KELLOUD qui m'a beaucoup aidé.

***A notre cher enseignant Mr DEHMANI LAHLOU pour sa
disponibilité et sérénité.***

A tous mes amis (es)sans exception.

Souad

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Présentation de l'ouvrage (vue 3D logiciel robot)

Chapitre II :

Figure II.1 : Direction du vent V_1 et V_2, V_3

Figure II. 2 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - Direction du vent V_1

Figure II.3 : Valeurs de C_{pe} pour les versants de toiture - Direction du vent V_1 .

Figure II. 4: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V_3

Figure II.5: la pression sur la toiture V_1

Figure II.6 : la pressions sur les parois verticales V_2

Figure II. 7 : la pressions sur les versants de toiture avec dépression extérieure

Figure II. 8 : répartition des pressions sur les parois verticales V_1

Figure II. 9 : Valeurs de C_{pe} C_s sur les parois verticales - Direction du vent V_2

Figure II. 10 dimensions de la zone verticale sous vent

Figure II. 11 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V_3

Figure II. 12: Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction du vent V_2

Figure II. 13: Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V_3

Figure II. 14 : dimensionnement des surface de frottement

Figure II. 15 : dimensionnement des surface de frottement sur la toiture

Figure II.16: Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent

Figure II.17: Stabilité transversale

Figure II.18 : Charge de neige sur les toitures ou autres surfaces

Figure II. 19 : charge sans accumulation

Figure II. 20: Charge avec accumulation

Chapitre III :

Figure III.1 : disposition des pannes

Figure III.2 : disposition d'une panne sur un versant

Figure III.3 : surcharge de vent sur la panne

Figure III.4 : Surcharges de neige sur la panne

Figure III.5: Surcharges d'entretiens sur la panne

Figure III.6: Panne de toiture en flexion sous les différent plans de chargement

Figure III.7: Panne de toiture en cisaillement sous les différent plans de chargement

Figure III.8 : vérification de la flèche

Figure III. 9 : Dispositions des liernes.

Figure III.10: Chargement des liernes.

Figure III.11 : Efforts dans les liernes.

Figure III.12: Déposition des échantignolles.

Figure III.13 : poutre sur deux appuis (plan z-z) et poutre sur trois appuis (plan y-y).

Figure III.14 : poutre sur deux appuis (z-z).

Figure III.15 : poutre sur trois appuis (y-y)

Figure III.16 : disposition des potelets

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Eléments constituant le portique.

Figure IV.2 : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V1 du vent

Figure IV.3 : Charge du vent équivalente de la toiture.

Figure IV.4 : Efforts internes.

Figure IV.5 : Charges verticales vers le bas (efforts internes).

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

Figure IV.7 : Vent horizontal (pression).

Figure IV.8 : Vent horizontal (Dépression).

Figure IV.9 : Imperfection géométrique.

Figure IV.10 : Effort horizontale en tête du poteau.

Figure IV.11 : Moments sous la combinaison 1,35G+1,5N.

Figure IV.12 : Moment sous la charge équivalente totale H_{eq}

Figure IV.13: Calcul du moment au point quelconque P.

Figure IV.14: Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

Chapitre V :

Figure V.1 : Dispositions des contreventements

Figure V.2 : Schéma statique de la poutre au vent

Figure V3 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Chapitre VII :

Figure VII.1 : Assemblage poteau-traverse

Figure VII.2 : Détails d'assemblage

Figure VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

Figure VII.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tondue.

Figure VII.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

Figure VII.6 : Raidisseur vis-à-vis de la compression

Figure VII.7: Résistance âme du poteau dans la zone cisailée.

Figure VII.8 : Assemblage traverse-traverse.

Figure VII.9 : : Détails sur l'assemblage.

Figure VII.10 : les fixations de poteaux

Figure VII.11 : : Base de poteau

Figure VII.12 : Pieds de poteau articulés.

Figure VII.13 : Pieds de poteau encastrés.

Figure VII.14 : Détails sur l'assemblage

Figure VII.15 : Dimensions de la plaque d'assise.

Figure VII.16 : Types de tiges d'ancrage.

Figure VII.17 : Tige d'ancrage.

Chapitre VIII :

Figure VIII.1 : la semelle d'un poteau.

Figure VIII.2 : Ferrailage des semelles isolées

Figure VIII.3 : Ferrailage de longrine

Symboles utilisés

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.

$i_{y,z}$: Rayon de giration de la section.

t_f : Épaisseur de la semelle.

t_w : Épaisseur de l'âme.

I_w :Facteur de gauchissement.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

L : Longueur de l'élément.

$W_{pl,y}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy

$W_{el,z}$: Module élastique de la section.

W_{eff} : Module élastique efficace de la section..

G_p : Poids propre.

ν :Coefficient de poisson (nu).

μ_s : Moment ultime à L'ELS (mu).

μ_u :Moment réduit à L'ELU.

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 a la traction des boulons.

f_{yb} : Limite d'élasticité des boulons.

Autres symboles :

γ_{M_0} : Facteur partiel de sécurité du matériau.

Ψ : Coefficient de combinaison.

λ : Élancement.

λ_1 : Élancement Eulérien.

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit vis-à-vis du flambement.

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élancement 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.

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralité

1. Introduction	1
2. Présentation du projet	2
3. Données concernant le site.....	2
3.1 Caractéristiques géométriques	2
3.2. Ossature et stabilité de la structure	2
3.3. Ouvertures	2
3.4. La toiture	3
3.5. Les façades	3
3.6. Matériaux utilisés	3
4. Boulonnerie :	3
5. Règlements techniques utilisés	4
6. Charges d'actions	5
6.1 Action permanente	5
6.2. Action variable.....	5
6.3. Actions climatiques	5
6.4. Actions accidentelles	5

Chapitre II : Etude climatique selon le RNV2013 :

1.Introduction :.....	6
2.Données relative au site	6
2.1 Coefficient de rugosité	6
2.2 Détermination des coefficients de pression	7
A. Direction du vent (V1) sur la structure avec ouvertures	7
B. Vent perpendiculaire au long-pan sans ouvertures:.....	11
C. Vent perpendiculaire au pignon (Direction du ventV3	12
3. Calcul de la force de frottement:(RNV2013–Chapitre.2.6,§2.6.3).....	15
3.1 Calcul de la force de frottement	16
3.3. Vérification à la stabilité d'ensemble : Stabilité transversale :.....	18
3.2. Calcul du moment stabilisant :.....	18
4. Etude de la neige	19
4.1. But de l'étude :.....	19
4.2. Calcul des charges de neige :.....	19
4.3. charge de la neige sur la toiture S	19
4.4. Charge de neige sur la toiture.....	19
4.5. Disposition de charge avec accumulation.....	20

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

1. Introduction.....	21
2. Les pannes de couverture	21
3. Dimensionnement des liernes de pannes	29
4. Dimensionnement des échantignolles	30

5. Calcul des lisses de bardages	32
6. Calcul des potelets	36

Chapitre IV : Étude des éléments structuraux

1. Introduction.....	42
2. Efforts sollicitant le portique.....	42
3. Calcul des efforts internes.....	44
4. Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb).....	49
5. Choix de la méthode d'analyse	53
6. Pré-dimensionnement de la traverse	54
7. Dimensionnement de la traverse	55
8. Vérification des poteaux	63
9. Conclusion générale	66

Chapitre V : Calcul de contreventement

1. Introduction.....	67
2. Dispositions des contreventements	67
3. Calcul de la poutre au vent en pignon	67
4. Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité.....	70
5. Calcul de la palée de stabilité en long pan	76

Chapitre VI : Etude sismique

1. Introduction.....	78
2. Méthode statique équivalente.....	79
2.1.Principe de la méthode	79
2.2.Calcul de l'effort tranchant V à la base	79
3. Conclusion.....	83

Chapitre VII : Calcul des assemblages

1. Introduction	84
2. Calcul des assemblages par boulons.....	84
2.1.Assemblage de rive (Poteau-Traverse)	85
2.2.Assemblage de faîtage.....	92
3. Calcul des bases des poteaux	94
3.1.Tiges d'ancrages.....	100

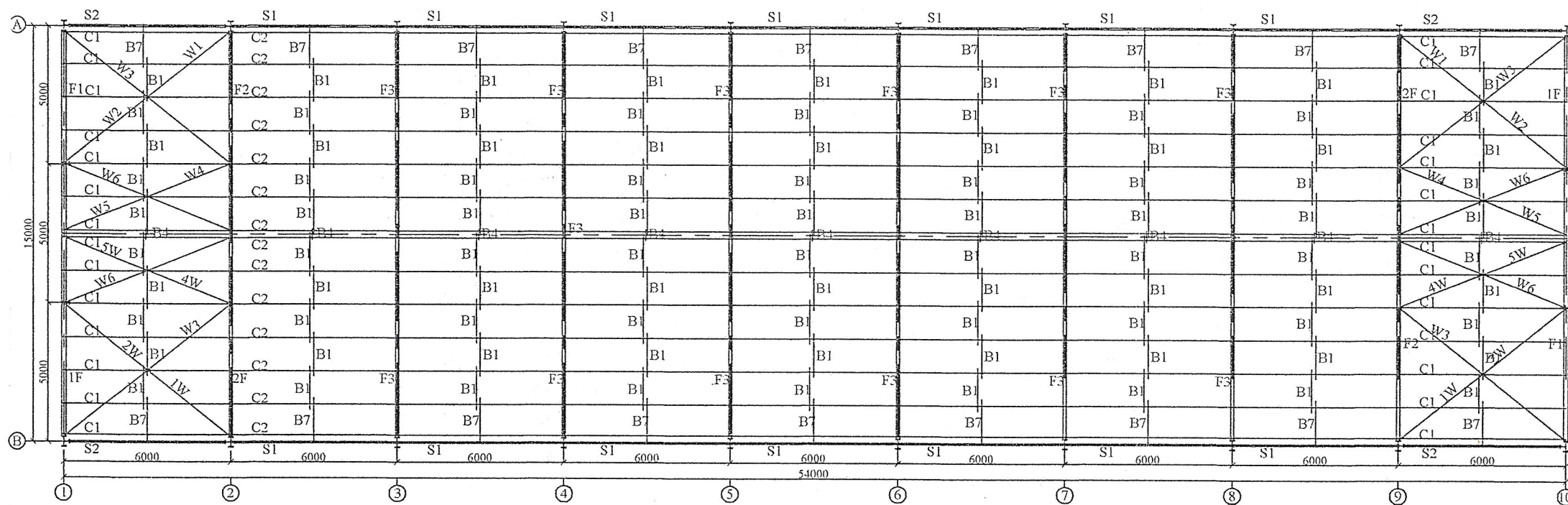
Chapitre VIII : Etude des fondations

1. Introduction.....	101
2. Le rôle des fondations	104
3. Calcul des longrines.....	108

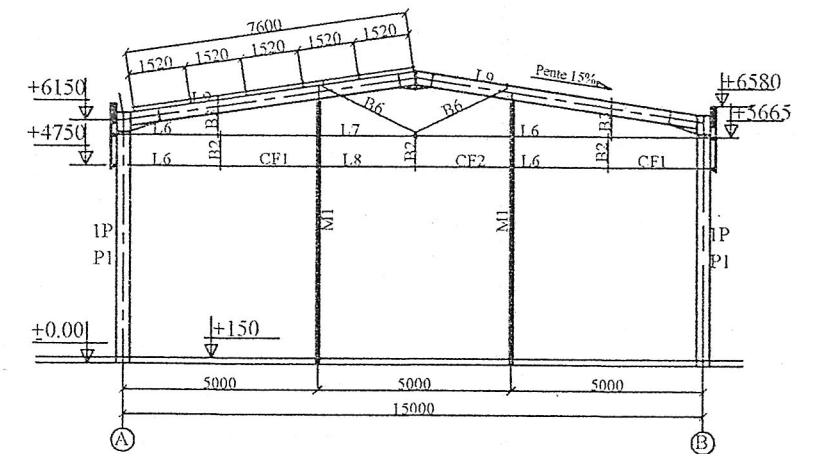
Conclusion générale

Bibliographie

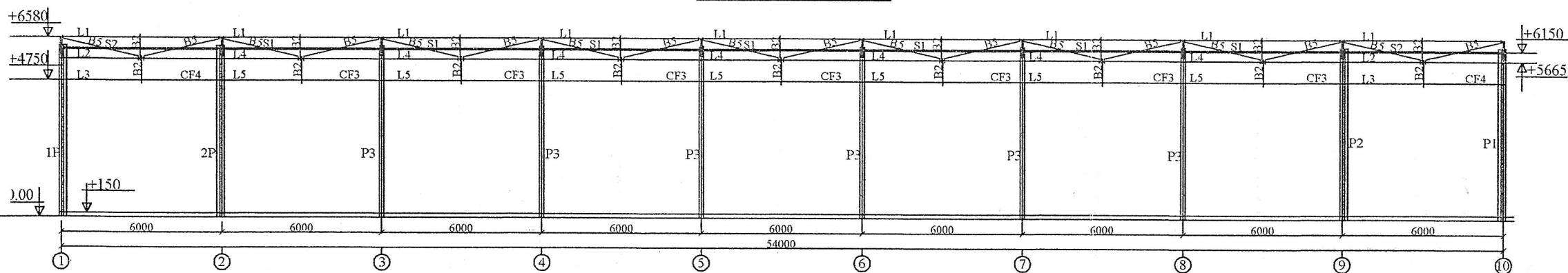
VUE EN PLAN TOITURE



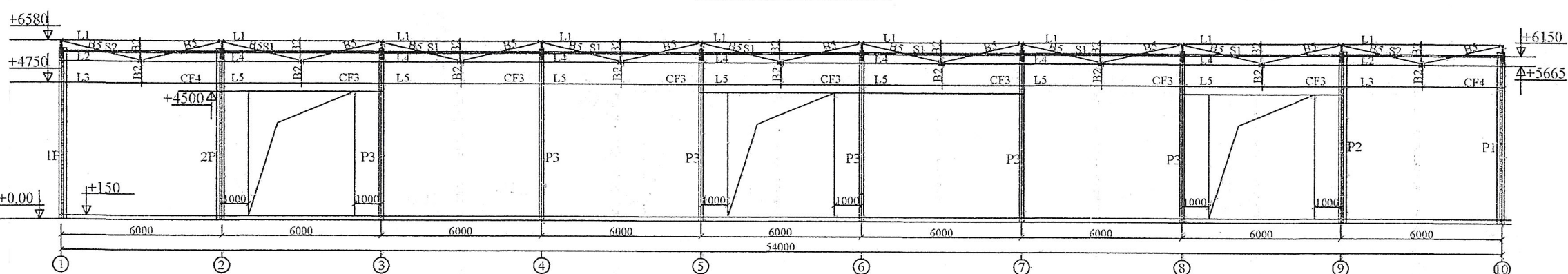
ELEVATION AXE -01-10-



ELEVATION FILE -A-



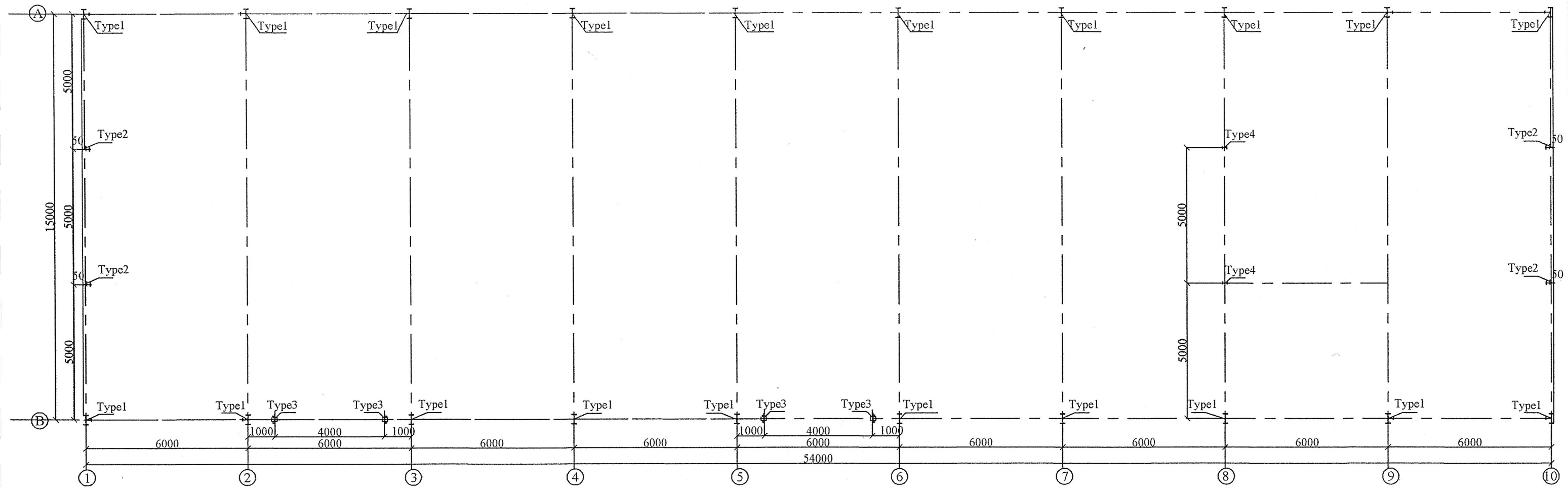
ELEVATION FILE -B-



NOTA:

-)Qualité d'acier: E24-2

IMPLANTATION



Chapitre I :

Généralité

1.Introduction

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

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

De ce fait, l'objet de la présente étude est compte tenu des divers impératifs architecturaux, de recenser les diverses hypothèses sur la conception pour obtenir une ossature légère et économique. La légèreté à pour mérite d'être à la fois plus économique (gain de matière, retombée sur les fondations) et de réduire l'influence du séisme.

Présentement la construction métallique est très développée, on trouve qu'elle est caractérisée par de nombreux avantages mais aussi des inconvénients par rapport à la construction classique et parmi ces avantages et inconvénients :

Les avantages :

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.

Les inconvénients:

Les structures métalliques présentent également certains inconvénients on peut citer :

La mauvaise tenue de l'acier au feu qui exige des

La mauvaise tenue de l'acier au feu qui exige des mesures de protection importantes.

Nécessité d'entretien régulier des éléments contre la corrosion.

Résistance en compression moindre que le béton.

Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement).

Le principe de ce présent travail est l'étude d'un hangar à usage industriel sur un projet réel, pour but essayer d'appliquer et approfondir nos connaissances acquises durant notre cursus de notre formation en génie civil.

2.Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier une structure en charpente métallique d'un magasin de dimensions (15.00x54.00x6.00) m qui sera implanté à sidi Naamane, wilaya de Tizi, qui est une région de moyenne sismicité.

3.Données concernant le site :

3.1 Caractéristiques Géométriques :

Longueur en plan : 54.00 m

Largeur en plan : 15.00m

Hauteur totale : 7.13m

Entraxe portiques : 6.00 m

Hauteur des poteaux : 6.00m

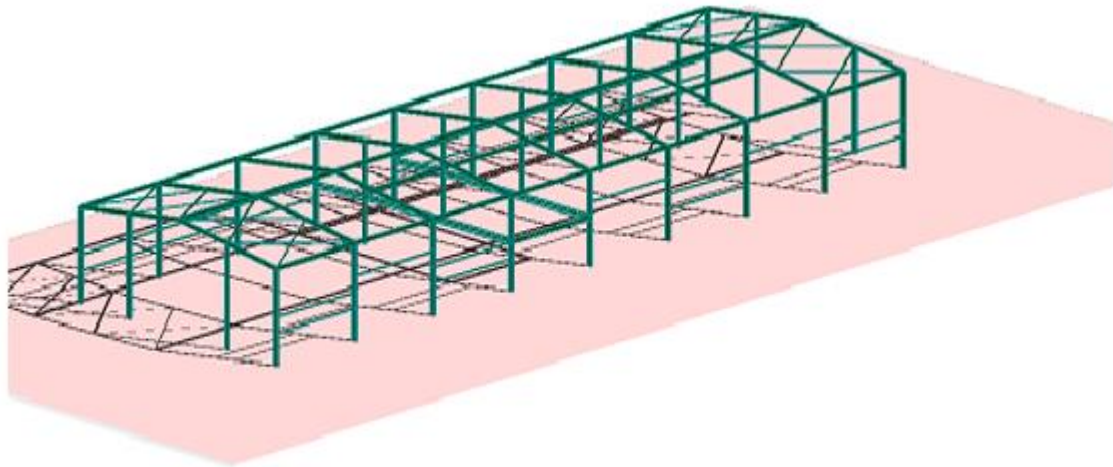


Fig I.1 : Présentation de l'ouvrage en (vue 3D logiciel ; robots)

3.2 Ossature et stabilité de la structure :

- La structure est constituée de 10 portiques métalliques
- La stabilité verticale transversale est assurée par des portiques auto-stables constitués de poteaux et traverses.
- La stabilité verticale longitudinale est assurée par deux palées de stabilité type Cadre sur chaque file de poteaux.
- La stabilité horizontale de l'ossature est assurée par des poutres au vent.

3.3 Ouvertures :

- Grande face gauche : $3 \times (4 \times 4.5) = 54 \text{ m}^2$

3.4 La toiture : est constituée de bacs de couverture en panneaux TN40 reposant sur des pannes en IPE, et de poutres au vent.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.
- La rapidité d'exécution

3.5 Les façades : Les façades et cloisons :

Les façades et cloisons Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages, Les murs de la mezzanine sont réalisés avec de la maçonnerie.

3.6 Matériaux utilisés :

A. Acier de construction :

L'**acier** est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extrait de matière première naturelle tirée du sous-sol (mine de fer et de charbon).

Les caractéristiques de l'acier :

- Nuance d'acier: FE 360
- La limite élastique: $f_y = 235 \text{ MPA}$
- La résistance à la traction: $f_u = 360 \text{ MPA}$
- La masse volumique: $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPA}$
- Module d'élasticité transversale: $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson: $\nu = 0.3$

B. Béton armée : béton pour fondation a une grande importance dans la construction d'un ouvrage. Il doit non seulement résister au poids de la construction mais également en garantir une bonne isolation , en réduisant au maximum les déperditions de chaleur et la condensation. Ces caractéristiques sont :

Le béton utilisé est de classe C25 :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho = 2400 \text{ Kg/ m}^3$
- Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ MPa}$.
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

4. Boulonnerie :

Les boulons choisis pour les assemblages des éléments principaux de la structure seront de type à haute résistance de classe 10.9. La limite d'élasticité (F_{yb}) et la résistance à la traction (F_{ub}) pour ces boulons sont:

$F_{yb} = 900 \text{ Mpa}$

$F_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$

Les boulons d'ancrage des colonnes seront en acier de nuance S 355-JR avec une limite d'élasticité $f_e = 355 \text{ Mpa}$.

5. Règlements et Unités :

Les règlements :

Normes et Règlements utilisés afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les codes et normes suivants:

- -Règles Neige et Vent (RNV V-2013)
- -Règles parasismiques algériennes (RPA99)
- -version 2003)-Règles de conception des structures en acier (CCM97)
- -Règles de calcul des structures en acier EUROCODE 3 (partie 1 -règles générales et règles pour les bâtiments)
- -Produits laminés à chaud en acier de construction (NF EN 10025)
- -Charge permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC 2).

• Les états limites :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On distingue état limite :

• État limite Ultime (E.L.U.)

- Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent
- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

• État limite de Service (E.L.S.)

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés

D'exploitation, ils comprennent :

Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, où

Provoquant des dommages à des éléments non structuraux

Les vibrations incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.

6.Charges d'actions :

6.1Actions permanent G_i :

- Poids propre des éléments de la construction.
- Poids propre des équipements fixes.

6.2Actions variables Q_i :

- Charges d'exploitation
- Charges appliquées en cours d'exécutions.

6.3Actions climatiques :

- Vent (W)
- Neige (S)

6.4Actions accidentelles E_i :

- Le Séisme.

Chapitre II :

Etude Climatique selon RNV2013

1.Introduction :

Dans ce chapitre on détermine les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV99)

2.Données relative au site :

Le site du projet se trouve a sidi Naamane, wilaya de Tizi Ouzou

Zone du vent II : $q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2$.

Nature du site : plat $C_t = 1$

Terrain de catégorie III	K_t	$h_0(\text{m})$	$h_{\min}(\text{m})$	ε
	0.215	0.3	8	0.37

Tableau II.1 : caractéristiques de notre terrain (RNV 2013, tableau 2.5 p 53)

2.1 Coefficient de rugosité :

$$c_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) \text{ Si } h_{\min} \leq h \leq 200\text{m.}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{h_{\min}}{h_0}\right) \text{ Si } h < h_{\min}.$$

Avec : K_t : facteur de terrain.

$$\Rightarrow h = 7.13\text{m} < h_{\min} = 8\text{m}$$

$$\text{Donc : } C_r(h) = K_T \times \ln\left(\frac{h_{\min}}{h_0}\right)$$

Dans la paroi verticale :

$$C_r(h = 7.13 \text{ m}) = 0.215 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) = 0.706$$

$$C_r(h) = 0.706$$

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par :

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right)} \quad \text{pour } h > h_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{h_{\min}}{h_0}\right)} \quad \text{pour } h < h_{\min}$$

On a : $h < h_{\min}$

$$\Rightarrow I_v(z) = \frac{1}{1.0 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right)} = 0.305$$

Paroi verticale : $h = 7.13 \text{ m} > h_{\min} = 5 \text{ m}$

Donc le coefficient d'exposition est :

$$C_{ex}(7.5 \text{ m}) = c_t^2 \times c_r^2 \times (1 + 7I_v) = 1.0^2 \times 0.706^2 \times (1 + 7 \times 0.305) = 1.56$$

$$Q_p = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.563 = 58.61 \text{ daN/m}^2$$

Avec :

- K_t : facteur de terrain
- h_0 : paramètre de rugosité
- $h_{\min}$: hauteur minimale
- h : hauteur considérée.

2.2 Détermination des coefficients de pression :

-Coefficient de pression extérieure : C_e

Le bâtiment de base rectangulaire donc le coefficient de pression extérieure dépend de la dimension de la surface chargée

$S = 15 \times 54 = 810\text{m}^2 \rightarrow$ la surface des parois chargées $\geq 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

A. Direction du vent (V_1) sur la structure avec ouvertures :

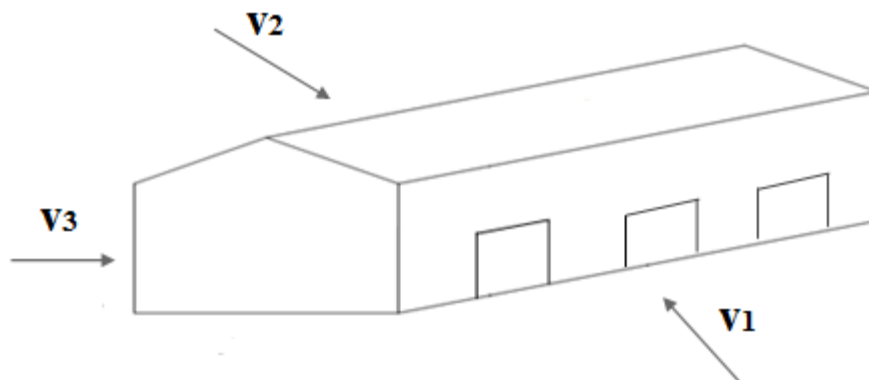


Fig II.1 : Direction du vent V_1 et V_2, V_3

Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b = 54\text{m}$; $d = 15$; $h = 7,13\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(54 ; 14,26) = 14,26\text{m}$

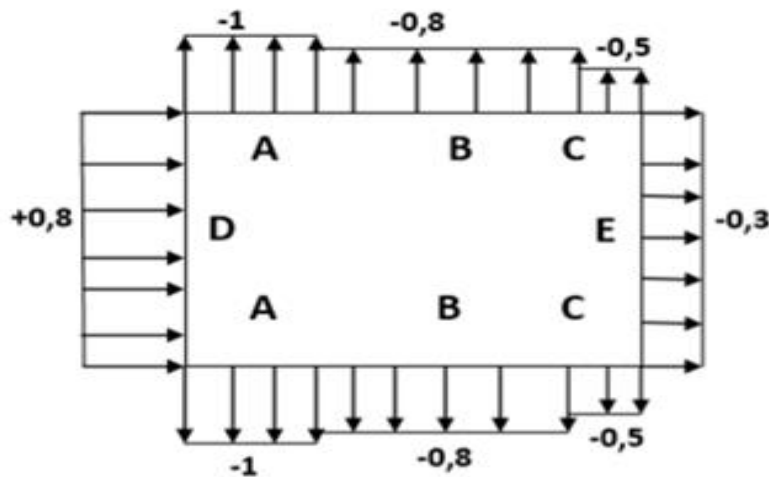


Fig II 2 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales - Direction du vent V1

➤ Direction de vent 1 V($\theta=0^\circ$)

$$tg\left(\frac{1,13}{7,5}\right)=8,53 \rightarrow \alpha=8,53^\circ$$

Les valeurs intermédiaires s'obtiennent par interpolation linéaire entre les coefficients de la pression pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$. La formule est comme suit

$$F(x)=f(x_0)+\frac{f(x_1)-f(x_0)}{x_1-x_0}(x-x_0)$$

Action vers le haut :

$$\text{Zone F : } C_e = -0,9 + \frac{-0,9+1,7}{15-5} \times (8,53-5) = -0,618 \uparrow$$

$$\text{Zone G : } C_e = -1,2 + \frac{-0,8+1,2}{15-5} \times (3,53) = -1,059 \uparrow$$

$$\text{Zone H : } C_e = -0,6 + \frac{-0,3+0,6}{15-5} \times (3,53) = -0,494 \uparrow$$

$$\text{Zone I : } C_e = -0,3 + \frac{-0,4+0,3}{15-5} \times (3,53) = -0,335 \uparrow$$

$$\text{Zone J : } C_e = -0,6 + \frac{-1+0,6}{15-5} \times (3,53) = -0,741 \uparrow$$

Action vers le bas:

$$\text{Zone F : } C_e = 0 + \frac{0,2}{15-5} \times (3,53) = +0,071 \downarrow = C_e \text{ (zone G et H)}$$

$$\text{Zone J : } C_e = 0,2 + \frac{-0,2}{15-5} \times (3,53) = +0,129 \downarrow$$

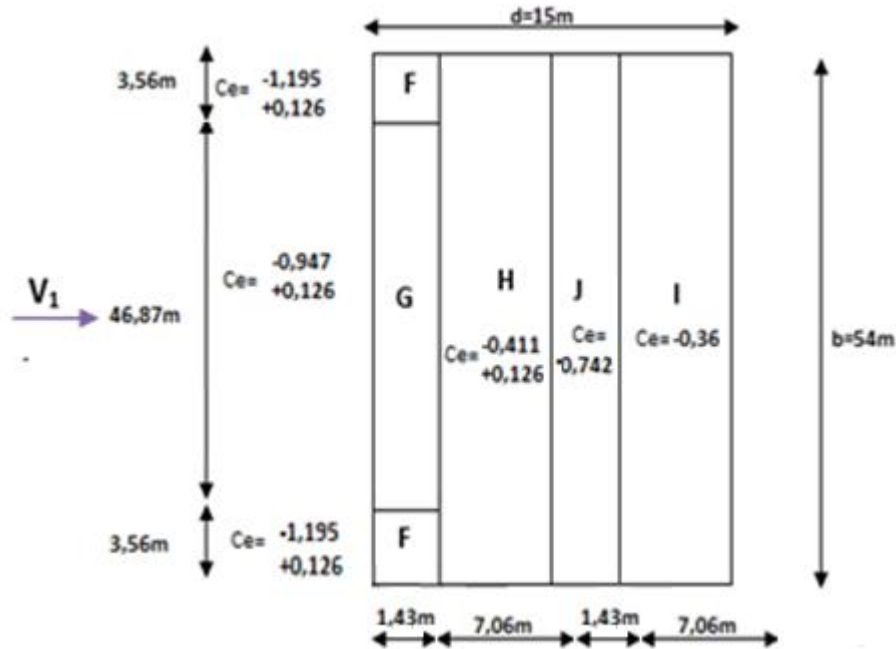


Fig. II. 3 : Valeurs de Cpe pour les versants de toiture - Direction du vent V1.

- **Coefficient de pression intérieure :**

La face dominante est une face perpendiculaire à la direction du vent.

Aire des ouvertures de la face dominante : $A_{dom} = 54 \text{ m}^2$

Aire des ouvertures des autres faces : $A_{other} = 0.0 \text{ m}^2$

Le ratio: $R_{ratio} = A_{dom} / A_{other} \geq 3.0$

Coefficient de pression extérieure de la face dominante : $C_{e} = +0.8$

Coefficient de pression intérieure: $C_{i} = 0.9 C_{e} = 0.9 \times 0.8 = +0.72$

- **Calcul de la pression aérodynamique du vent :**

La pression aérodynamique du vent $W(z)$ est donnée par la formule suivante:

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN/m}^2]$$

• Parois verticales Les résultats sont données dans le tableau 1 ci-après.

zone	$Q_p(z) \text{ daN/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z) \text{ daN/m}^2$
D	58,61	+0,8	+0,72	+0,08	+4,69
A	58,61	-1,0	+0,72	-1,35	-79,12
B	58,61	-0,8	+0,72	-1,15	-67,40
C	58,61	-0,5	+0,72	-0,85	-49,82
E	58,61	-0,3	+0,35	-1,02	-59,78

Tableau II.1 : Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V1

- Détermination de la pression statique du vent pour chaque paroi

$$P_h = q_h \times C_d \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ avec : } C_d = 1$$

$$\text{Donc : } P_h = W(z)$$

Versants de toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau 2 ci-après.

zone	$Q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	c_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
F	58,61	-0,618	+0,72	-1,338	-72,42
		+0,071		-0,649	-38,04
G	58,61	-1,059	+0,72	-1,779	-104,27
		+0,071		-0,649	-38,04
H	58,61	-0,494	+0,72	-1,214	-71,15
		+0,071		-0,649	-38,04
J	58,61	-0,741	+0,72	-1,461	-85,63
		+0,129		-0,591	-34,64
I	58,61	-0,335	+0,72	-1,055	-61,83

Tableau II 2 : Pressions sur la toiture- Direction du vent V1

Les figures 4 et 5 ci-après illustrent respectivement la répartition des pressions sur les parois verticales et les versants de toitures dans la direction du vent V1

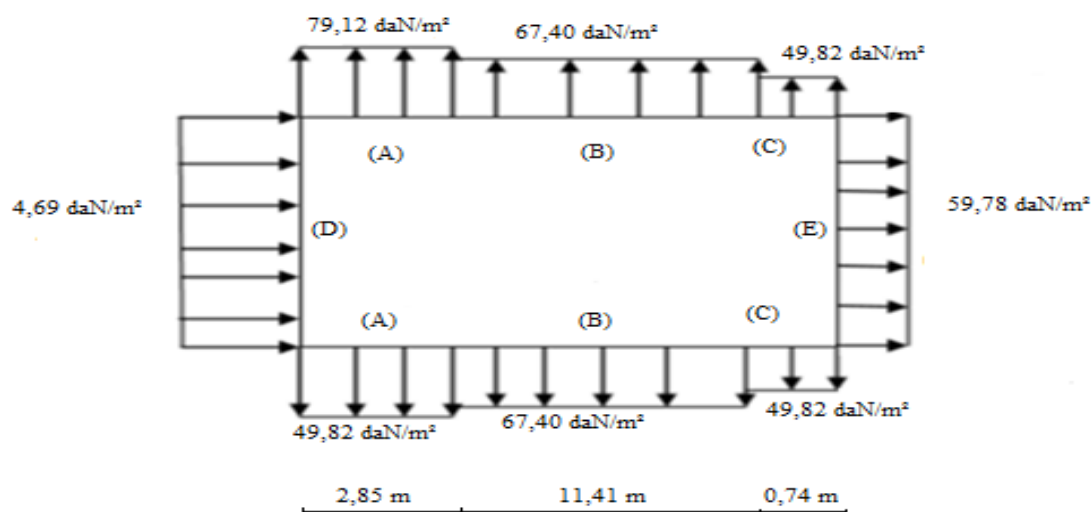


Fig.II. 4 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V3

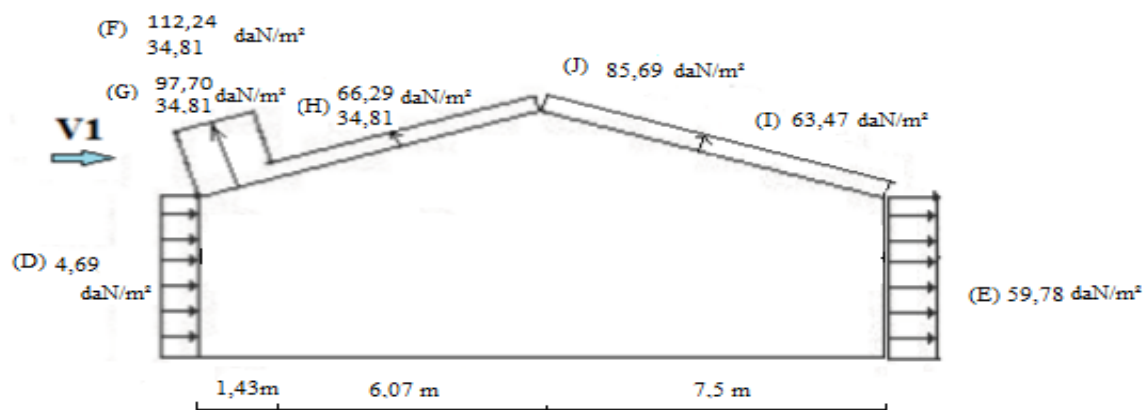


Fig.II.5 : La pressions sur la toiture V1

B. Vent perpendiculaire au long-pan sans ouvertures:➤ **Direction du vent V2:****Coefficient de pression intérieure C_{pi}:**

La face dominante est sous le vent.

Coefficient de pression extérieure de la face dominante: $C_e = -0.3$

• Tableau 1 : Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V2

zone	$Q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
D	58,61	+0,8	-0,27	+1,07	+62,71
A	58,61	-1,0	-0,27	-0,73	-42,78
B	58,61	-0,8	-0,27	-0,53	-31,06
C	58,61	-0,5	-0,27	-0,23	-13,48
E	58,61	-0,3	-0,27	-0,03	-1,76

Tableau II.3 : Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V2

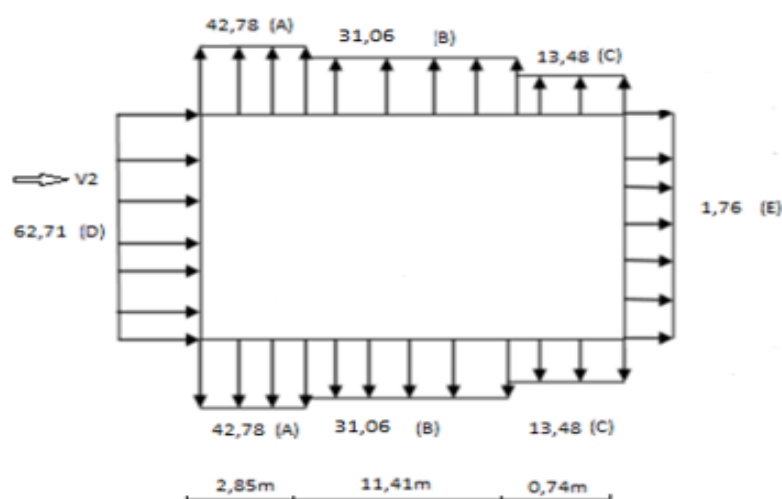


Fig.II.6 : la pressions sur les parois verticales V2

Les résultats sont donnés dans le tableau 2 ci-après.

zone	$Q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	c_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
F	58,61	-0,618	-0,27	-0,348	-20,40
		+0,071		+0,341	+20
G	58,61	-1,059	-0,27	-0,789	-46,24
		+0,071		+0,341	+20
H	58,61	-0,494	-0,27	-0,224	-13,13
		+0,071		+0,341	+20
J	58,61	-0,741	-0,27	-0,471	-27,61
		+0,129		+0,399	+23,40
I	58,61	-0,335	-0,27	-0,065	-3,81

Tableau II.4 : Versants de toiture - Direction du vent V2

Versants de toiture: ($\theta = 90^\circ$ et $\alpha = 8,53^\circ$).

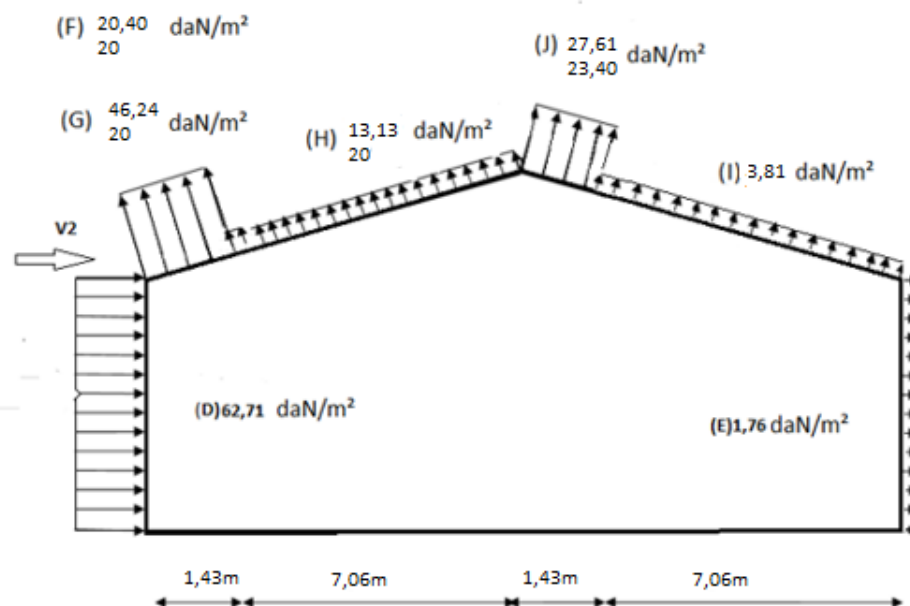


Fig. II.7 : la pressions sur les versants de toiture avec dépression extérieure

C. Vent perpendiculaire au pignon (Direction du vent V3):

Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Parois verticales :

Coefficients correspondant à ces zones sont portés sur la figure

(Dans notre cas : $b = 15 \text{ m}$, $d = 54 \text{ m}$, $h = 7,13 \text{ m}$, $e = \text{Min. } [15 ; 2 \times 7,13] = 14,26 \text{ m.}$)

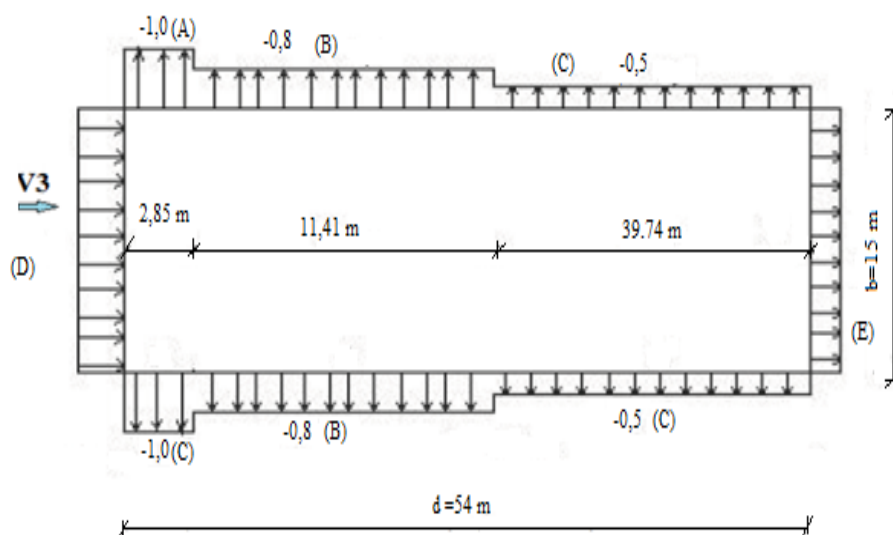


Fig.II 9 : Valeurs de C_{pe} C sur les parois verticales - Direction du vent V2

- **Coefficient de pression intérieure C_{pi}:**

La face dominante est sous le vent.

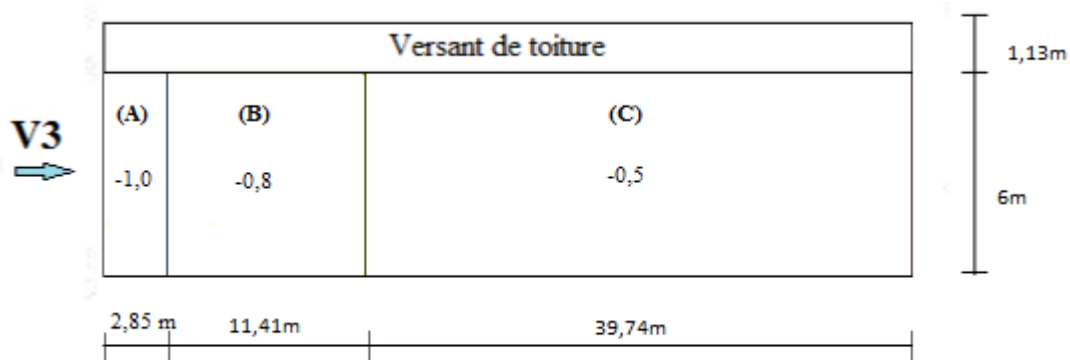


Fig II.10. :dimension de la zone verticale sous vent

Coefficient de pression extérieure de la face dominante:

$$C_{pe}(\text{moyen}) = \frac{[-1,0 \times (2,85 \times 6)] + [-0,8 \times (11,41 \times 6)] + [-0,5 \times (6 \times 39,74)]}{17,1 + 68,46 + 238,44}$$

$$C_{pe}(\text{moyen}) = -0,59$$

Coefficient de pression intérieure: $C_{pi} = 0,9 C_{pe} = 0,9 \times (-0,59) = -0,53$

Calcul des pressions aérodynamiques du vent:

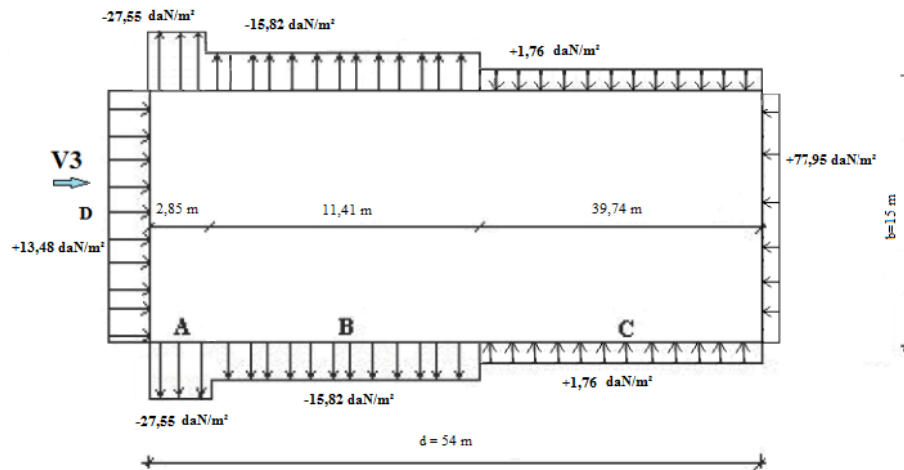
Parois verticales:

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

➤ **Direction du vent V3**

zone	$Q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
D	58,61	+0,8	-0,53	+1,33	+77,95
A	58,61	-1,0	-0,53	-0,47	-27,55
B	58,61	-0,8	-0,53	-0,27	-15,82
C	58,61	-0,5	-0,53	+0,03	+1,76
E	58,61	-0,3	-0,53	+0,23	+13,48

Tableau II 5: Pressions sur les parois verticales



Fih II.11 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V3

- Versants de toiture:

pour : ($\theta = 90^\circ$ et $\alpha = 8,53^\circ$).

Les valeurs intermédiaires s'obtiennent par interpolation linéaire :

$$F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

Action vers le haut :

$$\text{Zone F : } C_e = -1,6 + \frac{-1,3 + 1,6}{15 - 5} \times (8,53 - 5) = -1,494 \uparrow$$

$$\text{Zone G : } C_e = -1,3 + \frac{-1,3 + 1,3}{15 - 5} \times (8,53 - 5) = -1,3 \uparrow$$

$$\text{Zone H : } C_e = -0,7 + \frac{-0,6 + 0,7}{15 - 5} \times (8,53 - 5) = -0,665 \uparrow$$

$$\text{Zone I : } C_e = -0,6 + \frac{-0,5 + 0,6}{15 - 5} \times (8,53 - 5) = -0,565 \uparrow$$

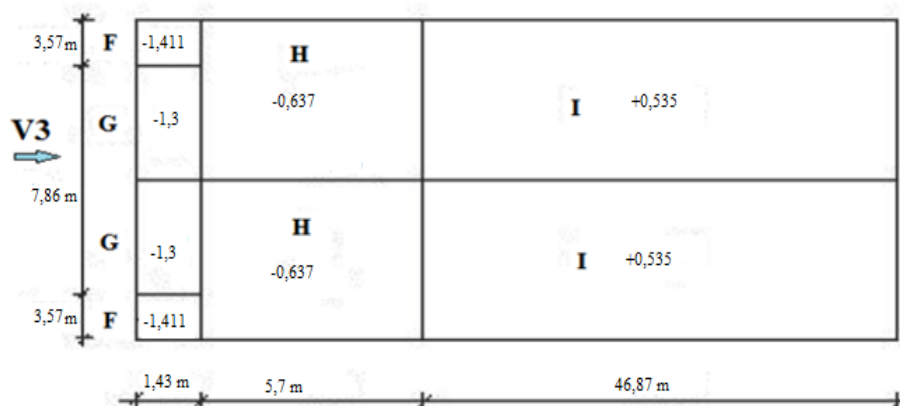


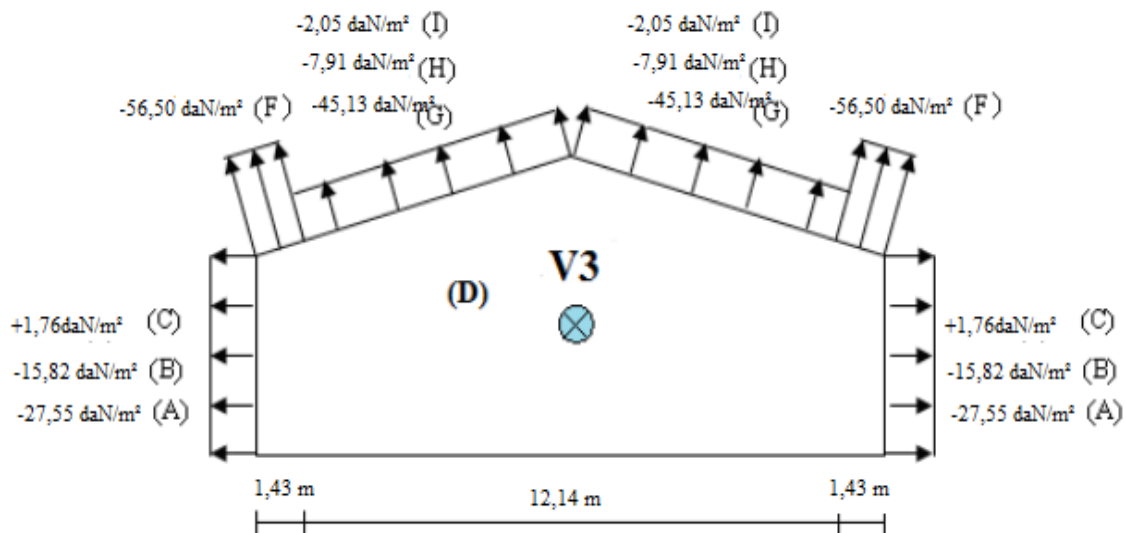
Fig. II.12: Valeurs de Cpe pour la toiture - Direction du vent V2

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

-Direction du vent V3.

zone	$Q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	c_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
F	58,61	-1,494	-0,53	-0,964	-56,50
G	58,61	-1.3	-0,53	-0,77	-45,13
H	58,61	-0,665	-0,53	-0,135	-7,91
I	58,61	-0,565	-0,53	-0.035	+64,18

Tableau II 6: Pressions sur la toiture V3



FigII.13 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V3

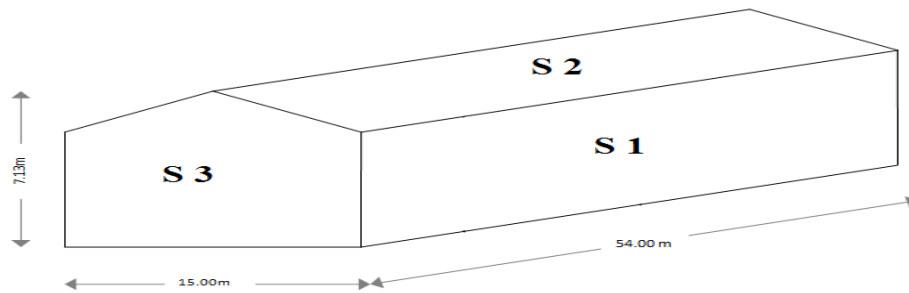
3. Calcul de la force de frottement:(RNV2013–Chapitre.2.6,§2.6.3).

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4h)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.



FigII.14 : dimensionnement des surface de frottement

- La force de frottements est négligeables si : $S2 + S1 \leq 4S3$

$\sum \text{Aire totale des surface} // \text{ au vent} \leq 4 \sum \text{Aire totale des surfaces} \perp \text{ au vent}$

$$S1 + S2 = 6 \times 54 + 7,5 / \cos 8,53^\circ \times 54 = 733,53 \text{ m}^2$$

$$S3 = 15 \times 6 + (7,5 \tan 8,53^\circ \times 15 / 2) = 98,44 \text{ m}^2$$

$$S3 = 4 \times 98,44 = 393,75 \text{ m}^2$$

$733,53 \text{ m}^2 > 393,75 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Force de frottement non négligeable}$

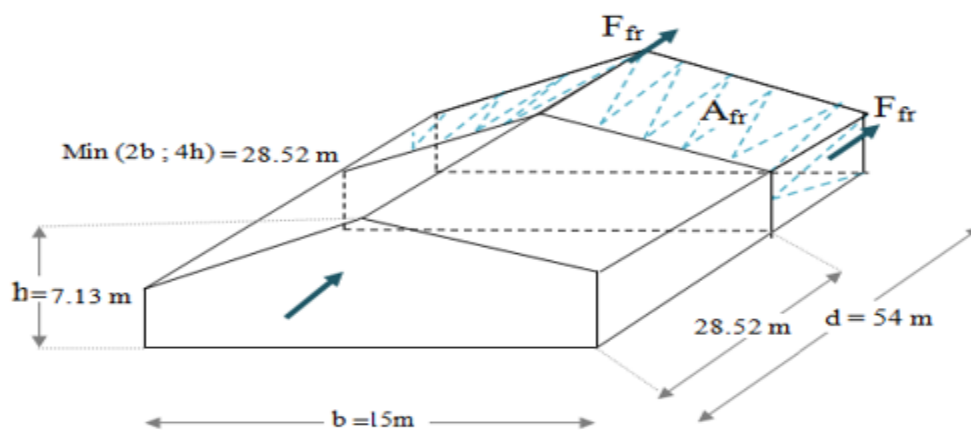
3.1 Calcul de la force de frottement

$$F_{fr} = q_p(z) \times C_{fr} \times A_{fr}$$

Calcul de l'aire de frottement A_{fr} :

$$\text{Min}(2b, 4h) = \text{Min}(2 \times 15 ; 4 \times 7,13) = 28,52 \text{ m}$$

$$A_{fr} = [(15 / \cos 8,53^\circ) + 2 \times 6] \times (54 - 28,52) = 692,24 \text{ m}^2$$



FigII.15 : dimensionnement des surface de frottement sur la toiture

On prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent ($C_{fr} 0,04$)

$$F_{fr} = 58,61 \times 0,04 \times 692,24 = 1622,89 \text{ daN}$$

Remarque :

L'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développé de la toiture, soit : $\frac{15}{\cos 8,53} = 15,18 \text{ m}$

Action d'ensemble :

La résultante de la force exercée par le vent sur la structure peut être déterminée directement en utilisant l'expression :

$$F_w = C_d \Sigma w(z_i) \times A_{ref} + \Sigma F_{fr}$$

Ou :

C_d : coefficient dynamique.

- **Calcul des surfaces tributaires de chaque zone (projection horizontale) :**

Zone F₁ : $1,43 \times 3,56 = 5,09 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$

Zone F₂ : $1,43 \times 3,56 = 5,09 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$

Zone G : $1,43 \times 46,87 = 67,02 \text{ m}^2$

Zone H : $6,07 \times 54 = 327,78 \text{ m}^2$

Zone I : $6,07 \times 54 = 327,78 \text{ m}^2$

Zone J : $1,43 \times 54 = 77,22 \text{ m}^2$

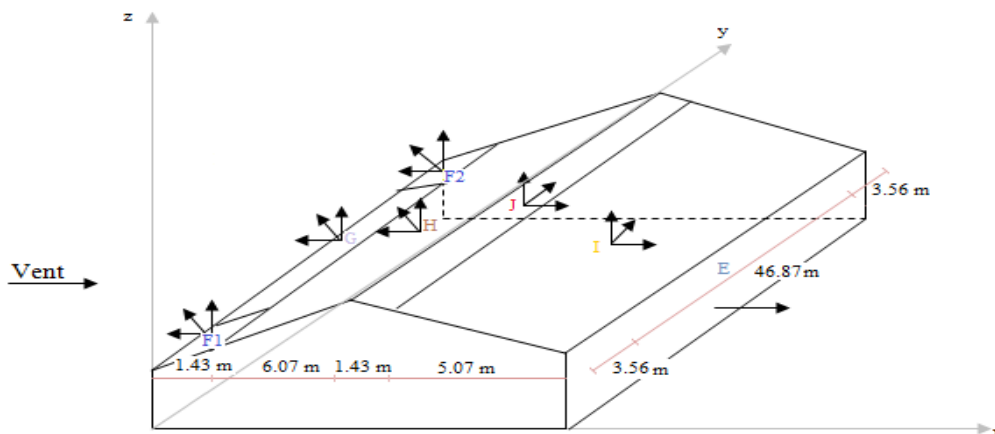


Fig II.16 : Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent

Zone	Composante horizontale daN	Composante verticale daN
D	$4,69 \times 324 = 1519,56$ →	0
E	$59,78 \times 324 = 19368,72$ →	0
F1	$72,42 \times 5,09 \times \text{tg} 8,53 = 55,29$ ←	$72,42 \times 5,09 = 368,62 \uparrow$
F2	$71,4 \times 5,09 \times \text{tg} 8,53 = 55,29$ ←	$72,42 \times 5,09 = 368,62 \uparrow$
G	$104,27 \times 67,02 \times \text{tg} 8,53 = 1048,23$ ←	$104,27 \times 67,02 = 6988,17 \uparrow$
H	$71,15 \times 327,78 \times \text{tg} 8,53 = 3498,23$ ←	$71,15 \times 327,78 = 23321,55 \uparrow$
I	$61,83 \times 327,78 \times \text{tg} 8,53 = 3039,99$ →	$61,83 \times 327,78 = 20266,64 \uparrow$
J	$85,63 \times 77,22 \times \text{tg} 8,53 = 991,85$ →	$85,63 \times 77,22 = 6612,35 \uparrow$
TOT	$R_x = 20263,08$ →	$R_z = 57925,95$ ↑

Tableau II.7 : Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent

3.3. Vérification à la stabilité d'ensemble : Stabilité transversale :

Hypothèse : Par raison de simplicité les composantes horizontales et verticales du vent sont supposées appliquées comme indiquées sur la figure ci-contre :

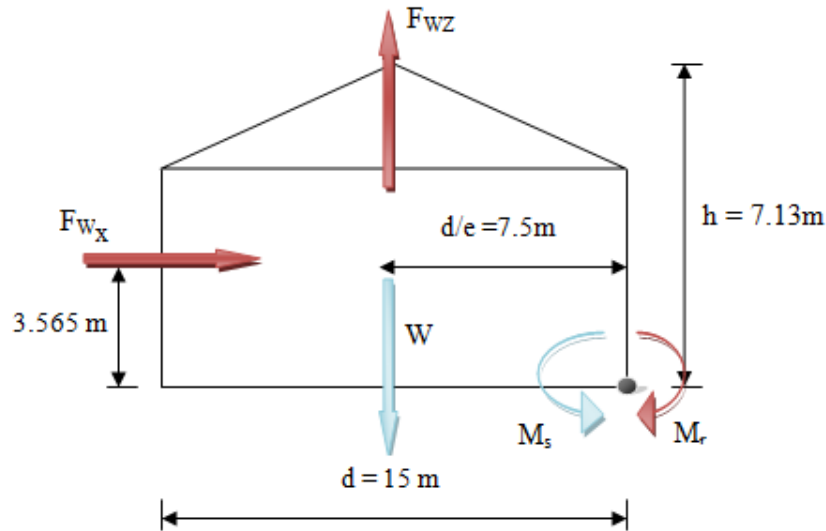


Fig II.17 : Stabilité transversale

Calcul du moment de renversement :

$$M_r = F_{wx} \times \frac{h}{2} + F_{wz} \times \frac{d}{2}$$

$$M_r = 20263,08 \times 3,565 + 57925,95 \times 7,5 = 506682,50 \text{ daN} = 5066,8 \text{ kN}$$

3.2. Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W \times 20,00$$

avec :

$W \approx 50,0 \text{ daN/m}^2$; Poids approximatif par m² de la surface en plan du bâtiment.

$$W = 0,50 \times 15 \times 54 = 405 \text{ kN}$$

$$M_s = 1200 \times 20,0 = 24000 \text{ KNm}$$

$$M_r < M_s$$

la stabilité longitudinale est vérifiée.

4. Etude de la neige :

4.1. But de l'étude :

Le but de cette étude est de déterminer les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

4.2. Calcul des charges de neige :

Charge de neige sur le sol

-Le projet est implanté dans la wilaya de Sidi Namane classée en zone A selon le tableau de la page 25 des règles RNV99.

$$S_0 = 70 H + 15 \quad \text{« RNV 99-Art. 4.2 »}$$

Avec :

H : est l'altitude du lieu d'implantation du projet par rapport au niveau de la mer (H=150m).

D'où :

$$S_0 = 70 \times 0,15 + 15 = 25,5 [\text{Kg/m}^2]$$

4.3. charge de la neige sur la toiture S :

D'après RNV99 (page13), la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K$$

Avec :

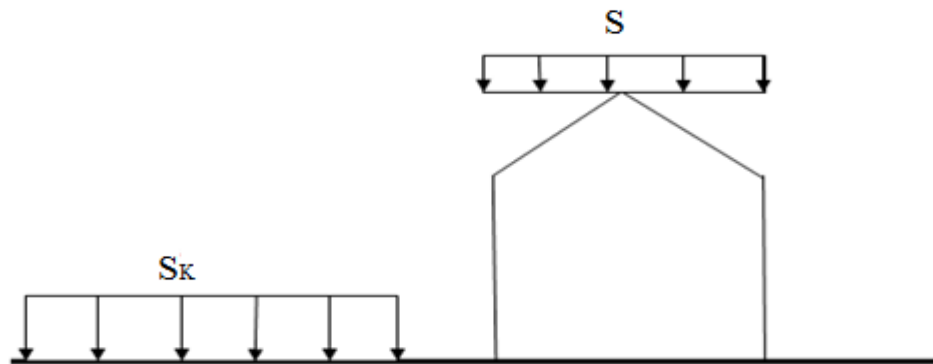


Fig. II.18. :Charge de neige sur les toitures ou autres surfaces

4.4. Charge de neige sur la toiture.

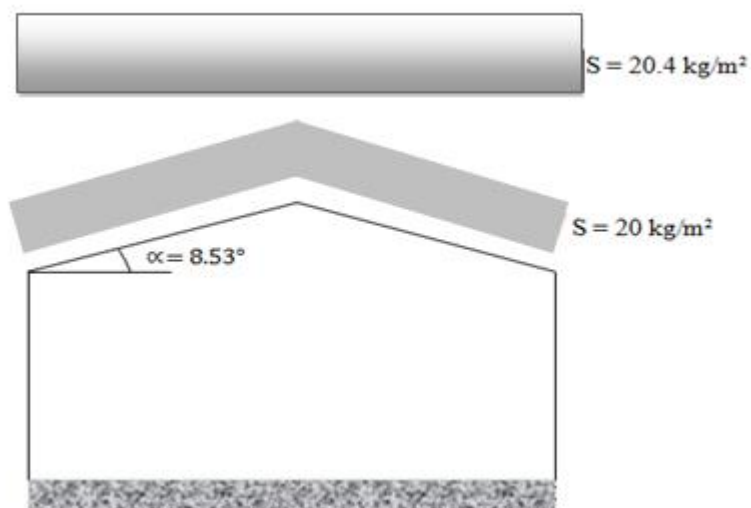
Disposition de charge sans accumulation.

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 8,53^\circ \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ)$$

D'où $\mu_1 = 0.8$ (Tableau 6.2-page 18-RNV99)

$$S = 0.8 \times 25,5 = 20,4 \text{ Kg/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$S = 20,4 \cos 8,53 = 20 \text{ kg/m}^2$$



FigII.19 : charge sans accumulation

4.5. Disposition de charge avec accumulation

$\alpha_1 = \alpha_2 = 8,53^\circ$ ($0 \leq \alpha \leq 15^\circ$)

D'où

$\mu_2 = 0.8$ (Tableau 6.2-page 18-RNV99)

$S = 0.8 \times 25,5 = 20,4 \text{ Kg/m}^2$

$0.5\mu_1 = 0.4$; $S = 0.4 \times 25,5 = 10,2 \text{ kg/m}^2$

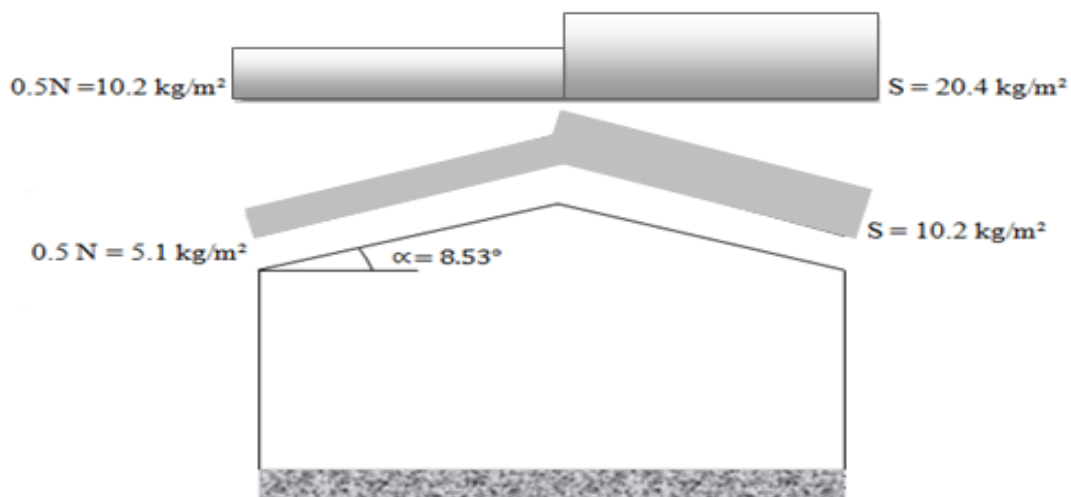


Fig.II.20 : charge avec accumulation

Chapitre III :

Etude des

Éléments

Secondaire

1.Introduction :

Dans ce chapitre on nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure qui dimensionnement des éléments de la structure (pannes, les lisses débardages et les potelets ...) suivant les règlements de l'EUROCOD 3

2.Les pannes de couverture :

Les pannes sont les éléments qui supportent les panneaux de couvertures. Ils sont disposés sur les traverses d'une façon perpendiculaire au plan des portiques fig. (1). D'une façon générale, les pannes sont constituées de profil IPE

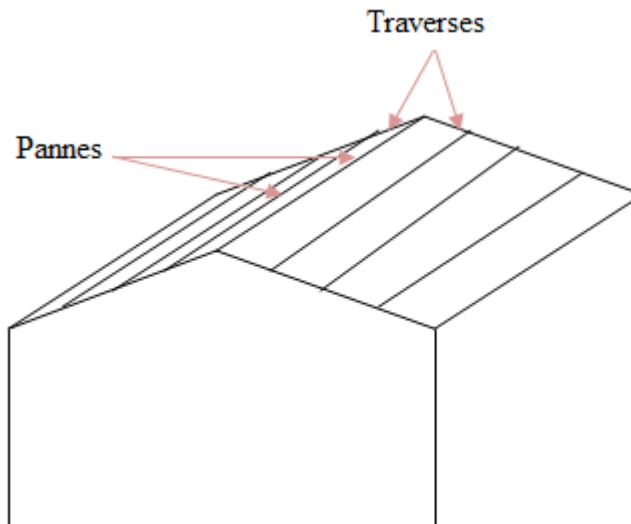


Fig. III.1 : Disposition des pannes

2.1.Hypothèse de calcul :

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

2.2. Dimensionnement des pannes:

Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6\text{m}$.

La distance entre axes des pannes (espace entre 2 pannes) de $d=1,52\text{ m}$ on aura alors 5 pannes sur chaque versant de toiture.

L'inclinaison de chaque versant est $\alpha=8,53^\circ$.

Les pannes sont en acier S235 $\rightarrow f_y=23,5\text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier)

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

- Panne **IPE120**

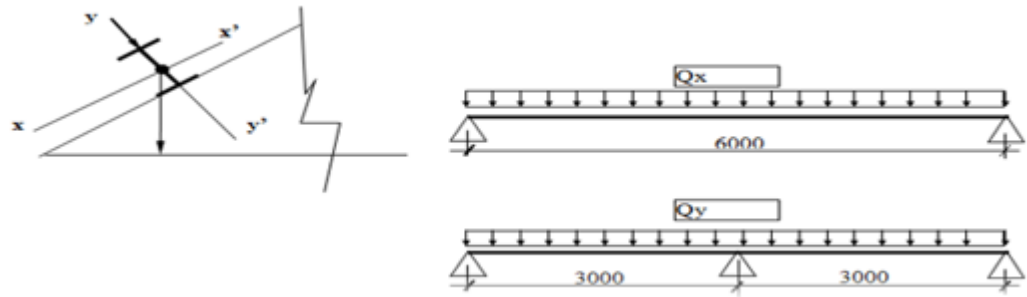


Fig.III.2 : disposition d'une panne sur un versant.

2.3. Évaluation des charges et surcharges :

2.3.1 Charges permanentes (G) :

Couvertures TN40 Tôle et accessoires de pose 17 Kg/m^2
 Poids propre $17 \times 1.52 = 25.84 \text{ daN/m.l}$
 Poids propre pannes IPE120 $\Rightarrow P = 10.4 \text{ Kg/m.l}$
 $G = 25.84 + 10.4 = 36.24 \text{ Kg/m.l} \Rightarrow G = 36.24 \text{ daN/m.l}$

2.3.2 Surcharges accidentelles :

$P = 100 \text{ Kg}$ concentrée au milieu de la panne $\Rightarrow P = 100 \text{ Kg}$

- Surcharge du vent :

$V = P_h \times d$
 $V = -64.8 \times 1.52 = -98.50 \text{ daN/m.l}$

$\Rightarrow V = -98.50 \text{ daN/ml}$ ↑

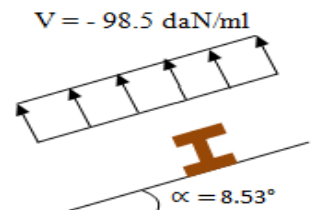


Fig. III.3 : surcharge de vent sur la panne

- Surcharge de Neige:

$N = S \times d_0$
 $N = 20.4 \times 1.52 = 30.6 \text{ Kg/m.l}$

$\Rightarrow N = 30.6 \text{ Kg/m.l}$ ↓

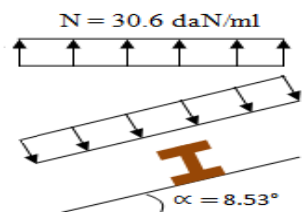


Fig III.4: Surcharges de neige sur la panne.

2.3.3 Surcharge d'entretien : P

Dans le cas de toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° on prend la charge d'entretien minimale de 0.6 kN/m²; (60 daN/m²) de la surface de la couverture.

$$E = 60 \text{ daN/m}^2$$

$$E = 60 \times 1.52 = 91.2 \text{ daN/ml}$$

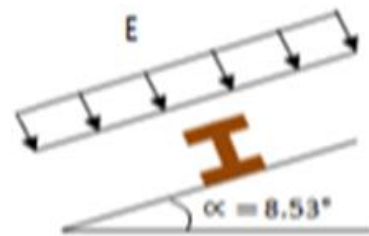


Fig III.5: Surcharges d'entretiens sur la panne.

2.4 Combinaison de charge les plus défavorables :

2.4.1 Actions vers le bas : (neige et entretien) :

$$Q_{sd1} = 1.35G + 1.5E = 1.35 \times 36.24 + 1.5 \times 91.2 = 185.72 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 36.24 + 1.5 \times 30.6 = 94.82 \text{ daN/ml}$$

Donc on retient la combinaison la plus défavorable pour le calcul :

$$Q_{sd} = 185.72 \text{ daN/ml}$$

2.4.2 Actions vers le haut : (vent) :

$$Q_{zsd} = G \cos(8.53^\circ) - 1.5 V = 36.24 \times \cos 8.53 - 1.5 \times 98.50 = -111.91 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1.35G \sin(8.53^\circ) = 1.35 \times 36.24 \times \sin 8.53 = 7.26 \text{ daN/ml}$$

Remarque :

D'après le nouveau règlement (DTR) les surcharges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

2.5. Vérification a l'état limite ultime (ELU) :

2.5.1 Vérification de la résistance en section :

On a choisi le profilé : IPE 120

p(kg/m)	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm ²)	d(mm)
10,4	120	64	4.4	6.3	13.2	93.4
r(mm)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
7	318	4.9	60.7	27.66	1.45	13.6

Tableau III.1: caractéristique de l'IPE120

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale :

$$Q_{\max} = Q_{sd} = 185.72 \text{ daN/ml}$$

➤ Vérification a la flexion :

Les pannes travaillent a la flexion déviée .pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes (Y-Y et Z-Z), l'Eurocode 3 (art 5.4.5.4) recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

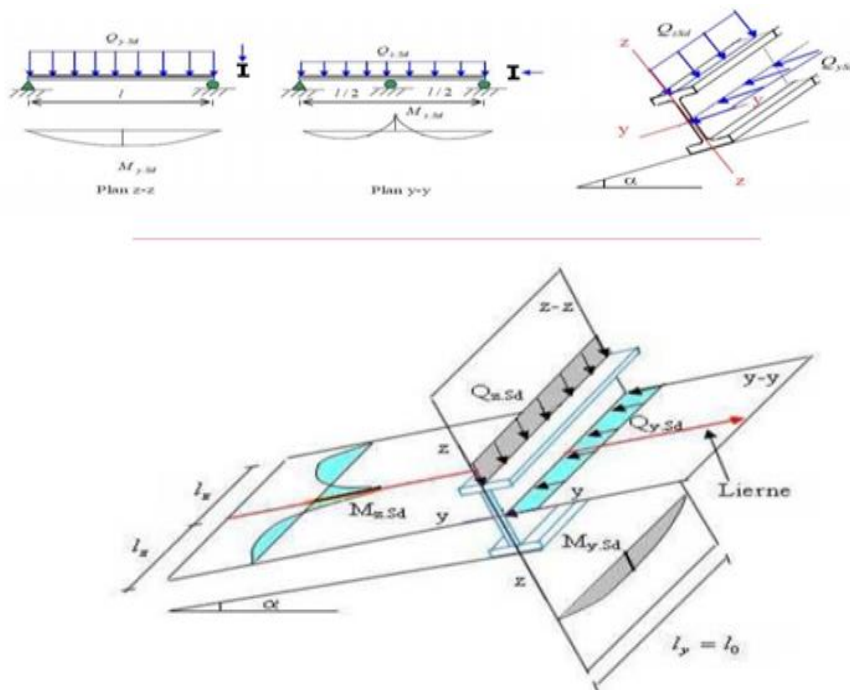


Fig III6 : panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

- **Classe de la section :**

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie.

➤ **Classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-2r}{t_f} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1.$$

$$\frac{b-t_w-2r}{t_f} = \frac{64-4.4-2 \times 7}{6.3} = 7.24 < 9 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

➤ **Classe de l'âme :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

⇒ **Donc la section est de classe 1.**

La panne travail en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de l'EUROCODE 3 :

My,sd : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge Qz,sd.

Mz,sd : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge Qy,sd.

Mply,Rd : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

Mplz,Rd : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

Qy, : Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme
: Charge appliquée dans le plan de l'âme.

Wply : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

Wplz : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

$$\left[\frac{M_{Ysd}}{M_{plyrd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Zsd}}{M_{plzrd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

On a choisie une section en I :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1$$

$$\text{Avec : } n = N/N_{pl,Rd}$$

$$\text{Pas d'efforts normal : } N = 0 \text{ donc } n = 0 \Rightarrow \beta = 1$$

$$Q_{sd} = 185.72 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = 185.72 \cos(8.53) = 183.67 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 185.72 \sin(8.53) = 27.55 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{183.67 \times 6^2}{8} = 826.52 \text{ daN/ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times L/2^2}{8} = \frac{27.55 \times (6/2)^2}{8} = 31 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Avec : } W_{ply} = 60.7 \text{ cm}^3 \text{ et } w_{plz} = 13.6 \text{ cm}^3 \text{ (IPE 120)}$$

$$M_{plyRd} = \frac{w_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.7 \times 23.5}{1.1} = 1296.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzRd} = \frac{w_{plz} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.6 \times 23.5}{1.1} = 290.55 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\left[\frac{M_{Ysd}}{M_{plyRd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Zsd}}{M_{plzRd}} \right]^\beta = \left[\frac{826.52}{1296.77} \right]^2 + \left[\frac{31}{290.55} \right]^1 = 0.51 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement :

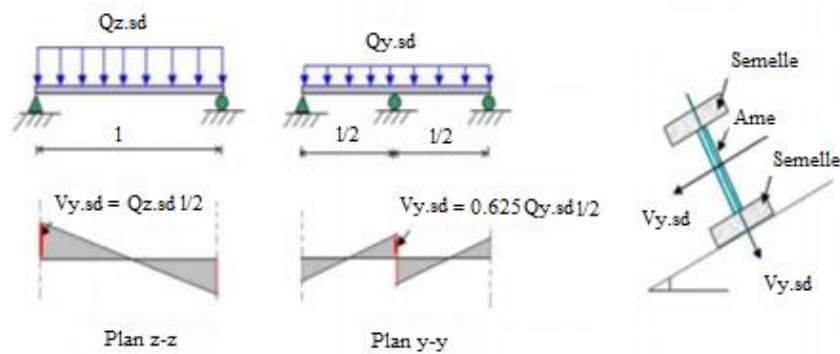


Fig III7: panne de toiture en cisaillement sous différents plans de chargement.

La vérification est donnée par les formules suivantes :

$$V_{Zsd} \leq V_{plzRd}$$

$$V_{Ysd} \leq V_{plyRd}$$

$$\text{On a : } A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^2 ; A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{Zsd} = \frac{Q_{Zsd} \times 1}{2} = \frac{183.67 \times 6}{2} = 551.01 \text{ daN}$$

$$V_{Ysd} = 0.625 Q_{Ysd} \left(\frac{1}{2} \right) = 0.625 \times 27.55 \times \frac{6}{2} = 51.66 \text{ daN}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vy} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{8.6 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10607.5 \text{ daN}$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{6.3 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 7770.60 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{Zsd} = 551.01 \text{ daN} < V_{plzRd} = 7770.60 \text{ daN}$$

$$V_{Ysd} = 51.66 \text{ daN} < V_{plyRd} = 10607.5 \text{ daN} \quad \dots\dots\dots \text{conditions vérifiées}$$

2.5.2 Vérification de l'élément au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'axe et de rotation autour du centre de cisaillement.

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'effet des charges verticales descendantes n'est pas susceptible de flamber car elle est fixée à la toiture.

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent ascendant risque de se déverser car elle est libre tout au long de sa portée.

➤ **Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :**

Actions vers le haut : (vent)

$$Q_{zsd} = G \cos(8.53^\circ) - 1.5 V = 36.24 \times \cos 8.53 - 1.5 \times 98.50 = -111.91 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1.35 G \sin(8.53^\circ) = 1.35 \times 36.24 \times \sin 8.53 = 7.26 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times L^2}{8} = \frac{-111.91 \times 6^2}{8} = 503.6 \text{ daN/ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times L^2}{8} = \frac{7.26 \times 3^2}{8} = 8.17 \text{ daN/ml}$$

On a :

$$W_{ply} = 60.7 \text{ cm}^3 \text{ et } w_{plz} = 13.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{plyRd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.7 \times 23.5}{1.1} = 1296.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzRd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.6 \times 23.5}{1.1} = 290.55 \text{ daN.m}$$

L'Eurocode 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et flechié.

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1.0$$

$$\text{Avec : } M_{bRd} = X_{LT} \beta_w \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta})$$

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ ε} = 93.9$$

Poutre simplement appuyée avec lierne à mi travée

L = 300 cm : longueur libre entre appuis latéraux

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{l/i_z}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/es} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{300/1.45}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 93.1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 93.1 / 93.9 = 0.99 > 0.4 \rightarrow \text{ya un risque de déversement}$$

section laminé $\alpha_{LT} = 0.21$

$$h/b = 12/6.4 = 1.875 < 2 \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.07 + (1.07^2 - 0.99^2)^{0.5}} = 0.68$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 (1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2) = 0.5 (1 + 0.21 (0.99 - 0.2) + 0.99^2), \rightarrow \Phi_{LT} = 1.07$$

$$\Rightarrow X_{LT} = 0.68$$

$$M_{bRd} = X_{LT} \times M_{plyRd} = 0.68 \times 1296.77 = 881.76 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} = \frac{503.6}{881.76} + \frac{8.17}{290.55} = 0.6 < 1$$

.....condition vérifiée

→ Donc le profilé laminé choisi (IPE 120) est vérifiée a l'ELU.

2.6 Vérification à l'ELS :

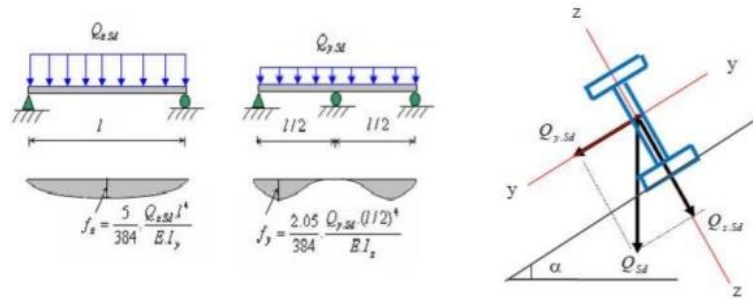


Fig III 8 : verification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

Actions vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + N = 36.24 + 30.6 = 66.84 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{sd1} = G + E = 36.24 + 91.2 = 127.44 \text{ kg/ml}$$

Actions vers le haut :

$$Q_{sd2} = G \cos - V = 28.65 \cos 8.53 - 77.76 = -49.43 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{sd} = \max(66.84; 127.44) = 127.44 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos (8.53) = 127.44 \times \cos 8.53^\circ = 126.03 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin (8.53) = 127.44 \sin 8.53^\circ = 18.9 \text{ kg/ml}$$

Condition de verification :

$$F \leq F_{adm}$$

Avec : $F_{adm} = l/200 = 3 \text{ cm}$

$$F_z = \frac{5}{384} \frac{q_{zsd} \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{126.03 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 317.7} = 3.2 < 3.4 \quad \text{ok}$$

Flèche laterale suivant (y-y) :

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{2.05}{384} \frac{Q_{ysd} l^4}{EI_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{18.9 \times 10^{-2} \times (300^4)}{2.1 \times 10^6 \times 27.65} = 0.14 < 1.7 \quad \text{ok}$$

⇒ L'IPE 120 est vérifié a l'ELS. 2.7.

2.7 Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE120) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc Vérifié a la sécurité et convient comme panne de toiture.

3. Dimensionnement des liernes de pannes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. L'intérêt consiste donc à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi-portée

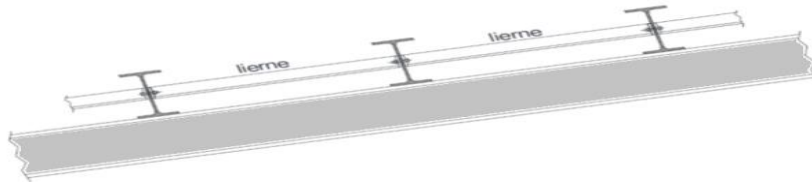


Fig III 9 : Dispositions des liernes.

3.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

3.1.1 Réaction au niveau des liernes :

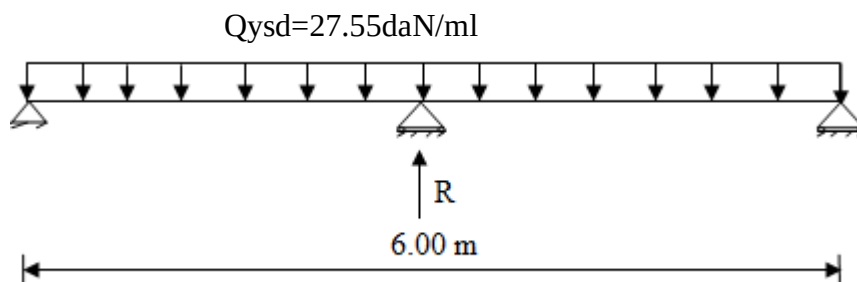


Fig III 10: Chargement des liernes.

La réaction au niveau du lierne :

$$R = 1.25 \times Q_{ysd} \times \frac{L}{2} = 1.25 \times 27.55 \times 3 = 103.31 \text{ daN}$$

Avec : $Q_{ysd} = 185.72 \sin(8.53) = 27.55 \text{ daN/ml}$

3.1.2 Évaluation des efforts dans les liernes :

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière.

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{103.31}{2} = 51.66 \text{ daN.}$$

Efforts dans les tronçons L2, L3, L4 :

$$T_n = R + T_{n+1}$$

$$T2 = R + T1 = 103.31 + 51.66 = 154.97 \text{ daN}$$

$$T3 = R + T2 = 103.31 + 154.97 = 258.28 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L4 :

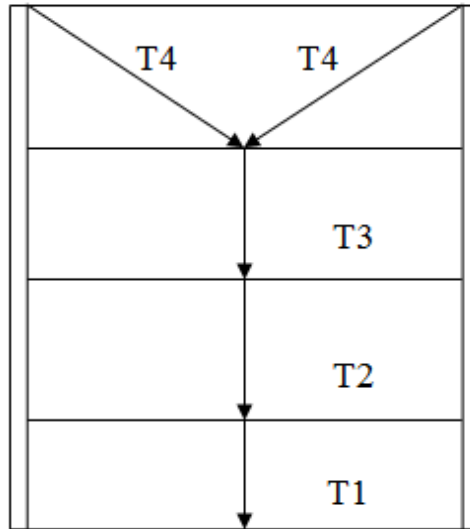
$$\phi = \arctan \frac{l}{3} = \arctan \frac{1.52}{3} = 26.87^\circ$$

$$T4 = \frac{T3}{2 \sin \phi} = \frac{258.28}{2 \times \sin 26.87} = 286.98 \text{ daN}$$

Effort de traction	Valeur daN
T1	51.66
T2	154.97
T3	258.28
T4	286.98

Tableau III.2 : Évaluation des efforts dans les liernes.

Donc :

**Fig. III.11 : Efforts dans les liernes.**

3.2 Dimensionnement des liernes :

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

Le tronçon le plus sollicité est L4 donc $N_{sd} = 286.98 \text{ daN}$

$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ résistance plastique de la section brute

$$N_{sd} = T9 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{286.98 \times 1.1}{2350} = 0.134 \text{ cm}$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0.134 \text{ cm}^2$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.134}{\pi}} = 0.41 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 0.41 \text{ cm} = 4.1 \text{ mm}$

Pour des raisons de sécurité et pratique. On opte une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$.

4. Dimensionnement des échantignolles :

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

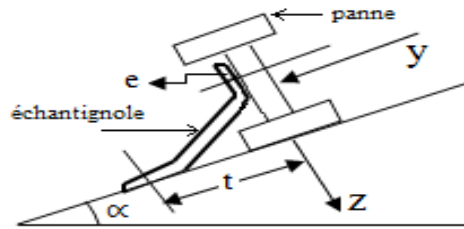


Fig. III.12: Disposition de l'échantignolle

4.1. Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{zsd} = G \cos(8.53^\circ) - 1.5V = 36.24 \times \cos 8.53 - 1.5 \times 98.5 = -111.87 \text{ daN/ml}$$

Efforts suivant le rampant :

$$Q_{ysd} = 1.35G \sin(8.53^\circ) = 1.35 \times 36.24 \times \sin 8.53 = 7.34 \text{ daN/ml}$$

L'excentrement « e » est limité par la condition suivante :

$$2x(b/2) \leq e \leq 3x(b/2)$$

Pour l'IPE140 :

$$b = 7.3 \text{ cm}, h = 14 \text{ cm}$$

$$2(7.3/2) = 7.3 \text{ cm} \leq t \leq 3(7.3/2) = 10.95 \text{ cm} \text{ Soit } t = 9 \text{ cm}$$

Échantignolle de rive :

$$R_z = Q_{zsd} \times l/2 = 111.87 \times 6/2 = 335.61 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \times l/2 = 7.34 \times 6/2 = 22.02 \text{ daN}$$

Échantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 335.61 = 671.22 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 22.02 = 44.04 \text{ daN}$$

4.2. Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 671.22 \times 9 + 44.04 \times 7 = 6321.26 \text{ daN.cm.}$$

4.3. Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de section est au moins une classe 3.

Selon l'Eurocode 3 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{el.Rd}$$

$$M_{el.Rd} = \frac{w_{el.fy}}{\gamma_{M0}} \longrightarrow \text{Moment de la résistance élastique de la section}$$

$$M_{sd} = M_R \longrightarrow \text{moment sollicitant}$$

4.4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M R_{\gamma} M_0}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{6321.26 \times 1.1}{2350} = 2.96$$

$$W_{el} \geq 2.96 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \times e^2}{6} \quad \text{pour les sections.}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times 2.96}{15}} = 1.09 \text{ cm} \quad \text{donc : } e = 12 \text{ mm}$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur la quelle va être soudée l'échantignolle.

5. Calcul des lisses de bardages :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles ou de profils mince pliés, disposé horizontalement sur les poteaux ou éventuellement sur les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses sont déterminées par la portée admissible des bacs de bardage. Elles sont généralement sollicitées par leur poids propre, le poids du bardage qu'elles supportent ainsi que l'action du vent qui leurs est transmis par ce dernier.

Pour notre projet l'espacement des lisses de bardages est fixé à 2m.

5.1. Hypothèse de calcul :

- chaque lisse repose sur 2 appuis ;
- Longueur maximale de la lisse $L_{\max} = 5.00 \text{ m}$
- Entre axe maximal entre lisse $E = 2 \text{ m}$
- Les lisses sont en acier S235.

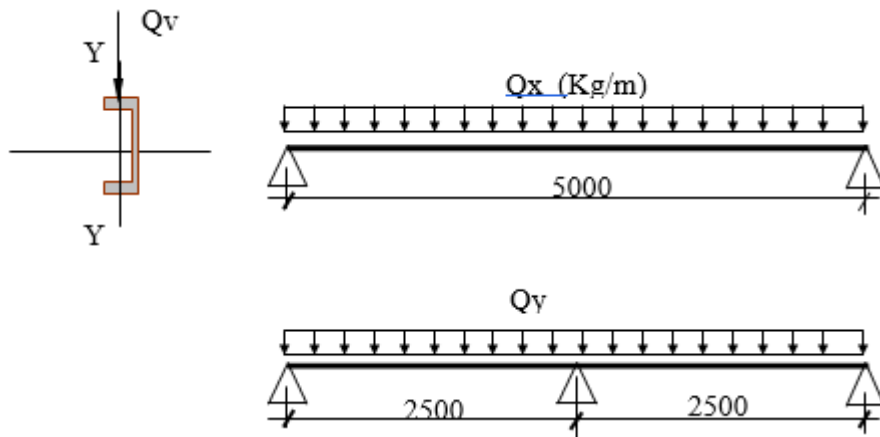


Fig. III.13 : poutre sur deux appuis (plan z-z) et poutre sur trois appuis (plan y-y)

5.2. Vérification de la lisse sur long pan :

5.2.1 Détermination de la section de la lisse :

- Les charges variables :

Le vent : (dépression)

$$V = +62.71 \times 2 = 125.42 \text{ daN/ml}$$

Charges permanentes :

- Bardage TN40 12.0 Kg/m²
- accessoires de pose 5kg/m²
- isolants 5kg/m
- Poids propre de la lisse UPN 120 $\Rightarrow P = 13.4 \text{ Kg/m.l}$

$$G = (12+5+5) \times 2 + 13.4 = \text{Kg/m.l} \Rightarrow G \approx 47.4 \text{ daN.m}$$

- **Combinaison des charges les plus défavorables :**

$$M_{y.sd} = \frac{Qz.sd \times l^2}{8} = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 125.42 \times 5^2}{8} = 587.91 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Qy.sd \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1.35G \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1.35 \times 47.4 \times 2.5^2}{8} = 49.99 \text{ daN.m}$$

5.2.2 Vérification à l'état limite ultime :- **Vérification à la flexion :**

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Sections en I et H et U : $\alpha = 2$; $\beta = 5n \geq 1$

$$\text{Avec : } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = 0 \rightarrow \beta = 1$$

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant UPN120

→ section de classe 1 (du tableau des profilés).

Caractéristique géométrique de l'UPN120 :

$$W_{el,y} = 60.70 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,y} = 72.60 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 11.10 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,z} = 21.20 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.60 \times 23.5}{1.1} = 1551 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{21.20 \times 23.5}{1.1} = 452.91 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{587.91}{1551} \right]^2 + \left[\frac{49.99}{452.92} \right] = 0.25 < 1.0 \dots\dots \quad \text{C'est vérifié}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd,max} \leq V_{plz,Rd}$$

$$V_{sd,max} = \max(V_{y,sd} ; V_{z,sd})$$

$$\text{UPN120 : } A_{vz} = 8.8 \text{ cm}^2 ; A_{vy} = A - A_{vz} = 8.2 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{Av_z \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma M_0} ; V_{ply,Rd} = \frac{Av_y \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma M_0}$$

$$V_{z,sd} = \frac{1.5 V_{xl}}{2} = \frac{1.5 \times 125.42 \times 5}{2} = 470.32 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times 1.35 G \left(\frac{l}{2} \right) = 0.625 \times 1.35 \times 47.4 \times 2.5 = 99.98 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{8.8 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10867 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{8.2 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10126 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 470.32 \text{ daN} \leq V_{plz,Rd} = 10867 \text{ daN} \rightarrow \text{OK}$$

$$V_{y,sd} = 99.98 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 10126 \text{ daN} \rightarrow \text{OK}$$

- Vérification au déversement :

La semelle comprimée sous l'action du vent de dépression est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

La formule est comme suit :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w \frac{M_{ply,Rd} x f_y}{\gamma M_1} = \chi_{LT} \beta_w M_{ply,Rd}$$

$$\beta_w = 1.0 \text{ (section de classe 1 et 2)} \rightarrow M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{ply,Rd}$$

avec : $M_{b,Rd}$ = le moment de résistance au déversement

-Vérification à l'état limite de service :

5.2.3 Vérification de la flèche :

Condition de vérification :

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

le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de service (non pondérées) $Q = G + V$

Flèche horizontale (suivant zz'):

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{125.42 \times 10^{-2} \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 364} = 1.33 \leq f_{ad} = 2.5 \rightarrow \text{vérifiée}$$

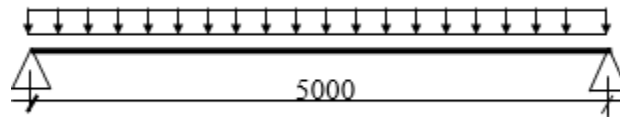


Fig. III.14 : poutre sur deux appuis (z-z)

Flèche verticale (suivant yy') :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{250}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{G(l/2)^4}{E I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{47.4 \times 10^{-2} \times (250^4)}{2.1 \times 10^6 \times 43.20} = 0.11 \leq f_{ad} = 1.25 \rightarrow \text{vérifiée}$$

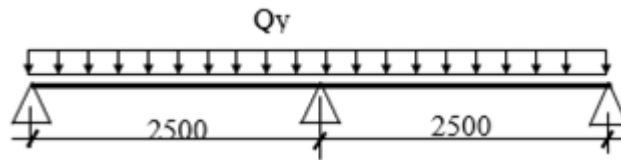


Fig. III.15 : poutre sur trois appuis (y-y)

5.3. Conclusion :

Le profilé en UPN120 est vérifiée comme lisse de bardage sur long pan.

6. Vérification de la lisse sur pignon :

6.1 Détermination de la section de la lisse :

- Les charges variables :

Le vent : (pression)

$$V = -67.40 \times 2 = 134.8 \text{ daN/ml}$$

Les charges permanentes :

$$G = (5 + 5 + 12) \times 2 + 13.4 = 47.4 \text{ Kg/m.l} \Rightarrow G = 47.4 \text{ daN.m}$$

- Combinaison des charges les plus défavorables :

$$M_{y.sd} = \frac{Qz.sd \times l^2}{8} = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 134.8 \times 5^2}{8} = 631.87 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Qy.sd \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.35G \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.35 \times 47.4 \times 2.5^2}{8} = 49.99 \text{ daN.m}$$

6.2 Vérification à l'état limite ultime :

- Vérification à la flexion :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Sections en I et H et U : $\alpha = 2$; $\beta = 5n \geq 1$

$$\text{Avec : } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = 0 \rightarrow \beta = 1$$

Par tâtonnement on choisit l'UPN120 de classe 1 du tableau des profilés

Caractéristiques de l'UPN120 :

$$W_{el,y} = 60.70 \text{ cm}^3 ;$$

$$W_{pl,y} = 72.60 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 11.10 \text{ cm}^3 ;$$

$$W_{pl,z} = 21.20 \text{ cm}^3.$$

$$W_{ply.Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.60 \times 23.5}{1.1} = 1551 \text{ daN.m}$$

$$W_{plz.Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.20 \times 23.5}{1.1} = 452.91 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{631.87}{1551} \right]^2 + \left[\frac{49.99}{452.91} \right] = 0.27 < 1.0 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Vérification au cisaillement :

$$V_{sd,max} \leq V_{plz,Rd}; \quad V_{sd,max} = \max(V_{y,sd}; V_{z,sd})$$

$$\text{UPN120: } A_{vz} = 8.8 \text{ cm}^2; A_{vy} = A - A_{vz} = 17 - 8.8 = 8.2 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma M_0}; \quad V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma M_0}$$

$$V_{z,sd} = \frac{1.5V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 134.8 \times 5}{2} = 505.5 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times 1.35G \left(\frac{l}{2} \right) = 0.625 \times 1.35 \times 47.4 \times 2.50 = 99.98 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{8.8 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10867 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{8.2 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10126 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 505.5 \text{ daN} \leq V_{plz,Rd} = 10867 \text{ daN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$V_{y,sd} = 99.98 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 10126 \text{ daN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

-Vérification au déversement :

Il n'y a pas risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur (sous l'action du vent de pression).

6.4. Vérification à l'état limite de service :**Vérification de la flèche :**

Condition de vérification :

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

le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de service (non pondérées) $Q = G + V$

Flèche horizontale (suivant zz'):

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.50 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{134.8 \times 10^{-2} \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 364} = 1.43 \leq f_{ad} = 2.5 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Flèche verticale (suivant yy') :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{250}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{G \left(\frac{l}{2} \right)^4}{E I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{47.4 \times 10^{-2} \times (250^4)}{2.1 \times 10^6 \times 43.2} = 0.11 \leq f_{ad} = 1.25 \rightarrow \text{vérifiée}$$

→ Le profilé en **UPN120** est vérifiée comme lisse de bardage sur pignon.

7. Conclusion :

Le profilé laminé choisi (UPN120) est vérifiée aux états limites ultime et de service donc vérifiée à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

7. Calcul des potelets :**7.1 hypothèse de calcul :**

Les potelets sont des éléments de profilé en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

- une flexion sous action du vent sur la paroi du pignon ;
- une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardages, et celui du potelet lui-même.

7.2 Dimensionnement des potelets :

- l'entre axe max est de $d = 5\text{m}$
- les potelets sont en acier S235 ;
- $f_y = 23.5\text{daN/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier) ;
- $E = 21000\text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

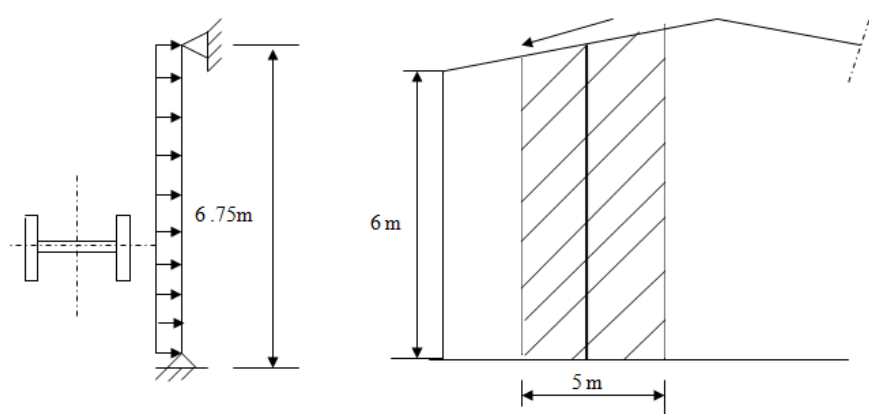


Fig. III.16 : Disposition des potelets

7.3. Détermination de sollicitation :

7.3.1 Détermination de la section du potelet :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $Ph = -67.40\text{daN/ml}$

$$V = 67.40 \times 5 = 337\text{daN/ml}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{qzsd \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{1}{200}$$

$$\rightarrow I_y \geq (5 \times 200 \times V \times l^3 / 384 \times E) = (1000 \times 337 \times 10^{-2} \times 675^3 / 384 \times 2.1 \times 10^6) = 1285.26\text{cm}^4$$

$$I_y \geq 1285.26\text{cm}^4 \rightarrow \text{le profilé correspondant est l'IPE200 avec : } I_y = 1943.2\text{ cm}^4$$

p(kg/m)	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm ²)	d(mm)
22.4	200	100	5.6	8.5	23.5	159
r(mm)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl.y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl.z} (cm ³)
9	1943.2	8.26	220.6	142.31	2.24	44.6
W _{el.z} (cm ⁴)	W _{el.y} (cm ⁴)	Avz(cm ²)				
28.4	194.3	14				

Tableau. III.3 : Caractéristiques géométriques de l'IPE180

Les charges permanentes:

- bardages : 12kg/m²
 - poids propre de la lisse(UPN120) : 13.4kg/ml
 - Accessoires de pose : 5 kg/m²
 - Isolants : 5 kg/m²
 - poids propre du potelet (à déterminer)
 - longueur de la lisse : 5m
 - nombre de lisse : 4 lisses
 - surface tributaire (potelet le plus sollicité)= 5 x6.75
- $$G=(13.4 \times 5 \times 4) + (12 + 5 + 5) \times 5 \times 6.75 = 1010.5 \text{ daN}$$

7.3.2 Vérification de la section à la résistance :

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

avec : $M_{c, Rd}$ = le moment de résistance qui dépend de la classe de la section.

Incidence de l'effort tranchant :

$$Q_{z, sd} = 1.5V = 1.5 \times 337 = 505.5 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{505.5 \times 6.75}{2} = 1706.06 \text{ daN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma M_0} = \frac{14 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 17268 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z, sd}}{V_{plz, Rd}} = \frac{1706.06}{17268} = 0.1 < 0.5 \rightarrow \text{OK}$$

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

Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \min (0.25N_{pl, Rd} ; 0.5A_w f_y / \gamma M_0)$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 1010.5 = 1364.18 \text{ daN}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A f_y}{\gamma M_0} = \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 60886.4 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl, Rd} = 0.25 \times 60886.4 = 15221.6 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 28.5 - 2 \times 10 \times 0.85 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w f_y / \gamma M_0 = 0.5 \times 11.5 \times 2350 / 1.1 = 12284 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1364.18 \text{ daN} \leq \min (15221.6 ; 12284) = 12284 \text{ daN} \rightarrow \text{OK}$$

→ l'incidence de l'effort normal peut être négligée.

Classe de la section :

La semelle :
$$\frac{c}{tf} = \frac{b - tw - 2r}{tf} = \frac{100 - 5.6 - 2 \times 12}{8} = 8.8 \leq 10\epsilon$$

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \text{classe 1}$

L'âme : $\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 72 \varepsilon \rightarrow \text{classe 1} \rightarrow \text{Section de classe 1.}$

$$M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 4712.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1.5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 337 \times 6.75^2}{8} = 2878.98 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 2878.98 \text{ daN.m} \leq M_{c,Rd} = 4712.8 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{OK}$$

7.3.3 Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement):

Les formules utilisées pour la vérification est :

Le flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

Le déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{lt} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{lt} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

- **Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :**

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

Flambement par rapport à l'axe fort yy' (dans le plan) :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} \text{ avec : } \Phi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2) \text{ et } \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

($\beta_A=1$; section de classe 1)

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{675}{8.26} = 81.7 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{81.7}{93.9} = 0.87$$

courbe de flabement :

$$\frac{h}{b} = \frac{20}{10} = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a } (\alpha_y = 0.21)$$

$$\Phi_y = 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.87 - 0.2) + 0.87^2] = 0.95$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.95 + (0.95^2 - 0.87^2)^{0.5}} = 0.75$$

Flambement par rapport à l'axe faible zz' (hors plan) :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} \text{ avec : } \Phi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2) \text{ et } \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A}$$

$$= \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A=1 ; \text{classe 1})$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{2.24} = 89.3 \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93.9 \quad \text{car} \quad \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{89.3}{93.9} = 0.95$$

courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{20}{10} = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } z-z \rightarrow \text{courbe } b \quad (\alpha_z = 0.34)$$

$$\Phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.95 - 0.2) + (0.95)^2] = 1.02$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.02 + (1.02^2 - 0.95^2)^{0.5}} = 0.72$$

$$X_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.75; 0.72) = 0.72$$

- **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{l_z/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{200/2.24}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/2.24}{20/0.85} \right)^2 \right]^{0.25}} = 73.3$$

$C_1 = 1.132$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\bar{\lambda}_{LT} = 73.3 / 93.9 = 0.78 > 0.4 \rightarrow \text{il ya un risque de deversement}$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \quad (\text{section laminé})$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0.5 (1 + 0.21 (0.78 - 0.2) + 0.78^2) = 0.86$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.86 + (0.86^2 - 0.78^2)^{0.5}} = 0.82 \leq 1.0$$

- **Calcul des coefficients k :**

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.87 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{220.6 - 194.3}{194.3} = -1.09$$

avec : $\beta_{My} = 1.3$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{(-1.09) \times 1364.18}{0.75 \times 28.5 \times 2350} = 1.03 \leq 1.5$$

$$\mu_{LT} + 0.15 \lambda_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.54 \times 1.3 - 0.15 = 0.035 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{(0.035) \times 1364.18}{0.72 \times 28.5 \times 2350} = 0.99$$

$$N_{sd} = 1364.18 \text{ daN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{1.5 \cdot V \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 \times 337 \times 6.75^2}{8} = 426.52 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl, Rd} = 60886.4 \text{ daN}$$

$$M_{ply, Rd} = 4712.8 \text{ daN.m}$$

Le flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y, sd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{1364.18}{0.72 \times 60886.4} + \frac{1.03 \times 426.52}{4712.8} = 0.124 \leq 1.0 \longrightarrow \text{OK}$$

Le déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{K_{lt} M_{y, sd}}{\chi_{lt} M_{pl,Rd}} = \frac{1364.18}{0.72 \times 60886.4} + \frac{0.99 \times 426.52}{0.82 \times 4712.8} = 0.09 \leq 1.0 \longrightarrow \text{OK}$$

8.Conclusion :

L'IPE200 convient comme potelet.

Chapitre IV :

Etude des éléments structuraux

1. Introduction :

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteaux-fermes), leur utilisation est limitée à des portées inférieure ou égale à 40 m ($L=15\text{m}<40\text{m}$).

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau du portique quant aux traverses elles sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en général peuvent avoir une portée de 15 à 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont les plus économiques ; la portée de notre portique est de 15m.

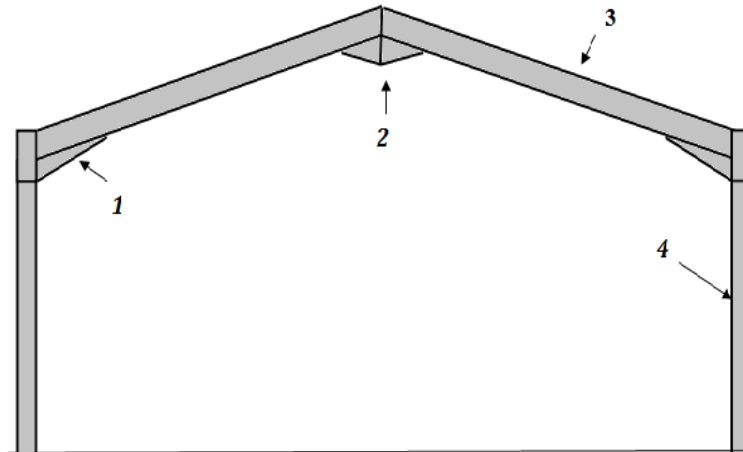


Fig IV.1 : Eléments constituant le portique.

Avec :

- 1 : renfort de jarret ;
- 2 : clé de faitage ;
- 3 : traverse ;
- 4 : poteau.

2. 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 certains cas l'effort sismique est envisageable.

2.1 Charges permanentes :

- Couverture et accessoires de pose : 17kg/m^2
- Pannes (IPE120) : $10.4\text{kg/ml} \approx 6.84\text{kg/m}^2$
- Traverse (estimée) : 12kg/m^2

$$G = 17 + 6.84 + 12 = 35.84 \text{ kg/m}^2$$

- Entre axe des portiques : $l'=6\text{m}$

$$G = 35.84 \times 6 = 215.04 \text{ daN/ml}$$

2.2. Effet de la neige :

$$N = 20.4 \text{ kg/m}^2 \text{ (projection horizontale)}$$

$$\text{Entre axe des portiques : } 6\text{m}$$

$$N = 20.4 \times 6 = 122.4 \text{ daN/ml}$$

2.3. Effet du vent :

Le vent V1 perpendiculaire au long pan est le plus défavorable :

Paroi verticale :

zone	q_h	$C_{pe}C_{pi}$	$P_h(z)$ daN/m ²	P_h (daN/ml)
D	58.61	+0.08	+4.69	+28.4
A		-1.35	-79.12	-474.72
B		-1.15	-67.40	-404.4
C		-0.85	-49.82	-298.92
E		-1.02	-59.78	-358.68

Tableau IV.1 : Pression P_h sur la paroi verticale.

zone	Q _p (z) daN/m ²	C _{pe} -C _{pi}	p _h (z)daN/m ²	p _h (z)daN/ml
	58.61	-1.338	-72.42	-424.52
F		-0.649	-38.04	-228.24
G		-1.779	-104.27	-625.62
		-0.649	-38.04	-228.24
H		-1.214	-71.15	-426.9
		-0.649	-38.04	-228.24
J		-1.461	-85.63	-513.78
		-0.591	-34.64	-207.84
I		-1.055	-61.83	-370.98

Tableau IV.2: Pression P_h sur la toiture.

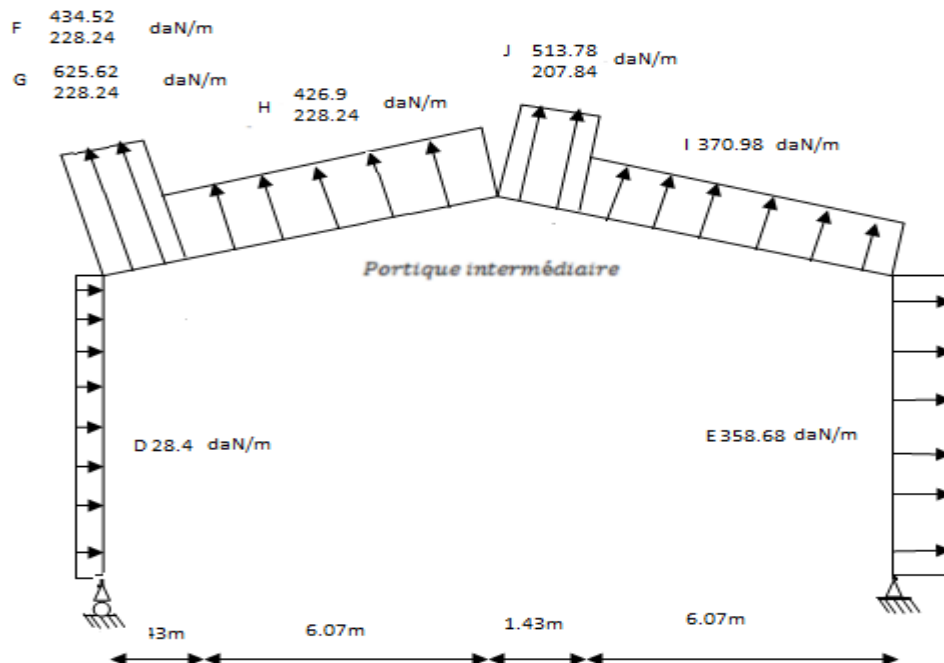


Fig IV.2 : pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire-direction du vent

V1

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge u vent car la surface tributaire de ce dernier 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 de gauche :
$$\frac{(625.62 \times 1.43) + (426.9 \times 6.07)}{7.5} = 464.79 \text{ daN/ml}$$

Versant de droite :
$$\frac{(513.78 \times 1.43) + (370.98 \times 6.07)}{7.5} = 398.21 \text{ daN/ml}$$

Étant 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 :
$$W = \frac{464.79 + 398.21}{2} = 431.50 \text{ daN/ml.}$$

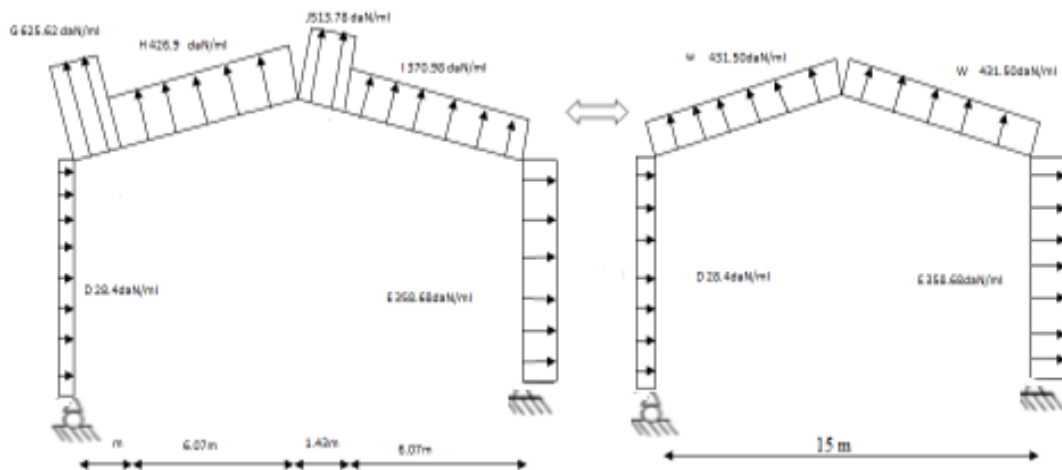


Fig IV.3 : charge du vent équivalente de la toiture

3.Calcul des efforts internes :

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

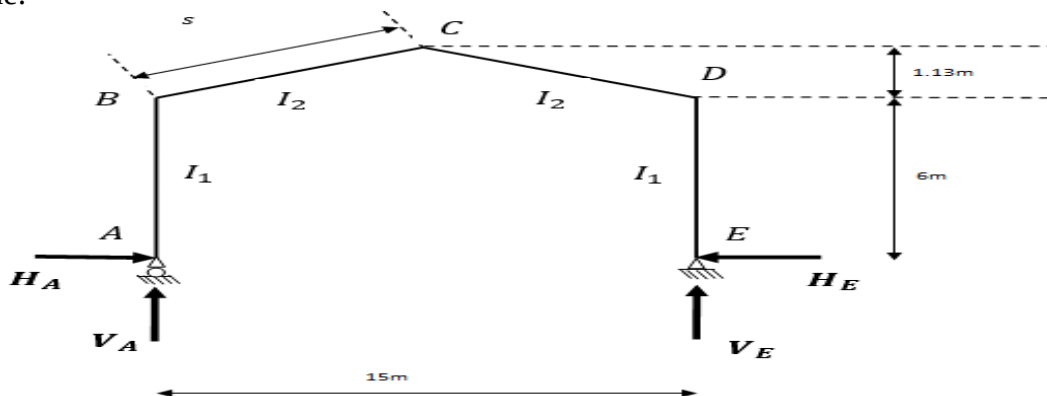


fig IV.4: efforts internes

$$\cos\alpha = \frac{1}{S} \rightarrow S = \frac{7.5}{\cos\alpha} = 7.58\text{m}$$

On assume $I_1 = I_2$

$$K = \frac{\text{raideur rampant}}{\text{raideur bequille}} = \frac{I_2.h}{I_1.h} = \frac{6}{S} = \frac{6}{7.58} = 0.792$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1.13}{6} = 0.19$$

$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.792 + 3 + 3 \times 0.19 + 0.19^2 = 4.398$$

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

On procède aux calculs sous une charge unitaire : $q = 1\text{daN/ml}$

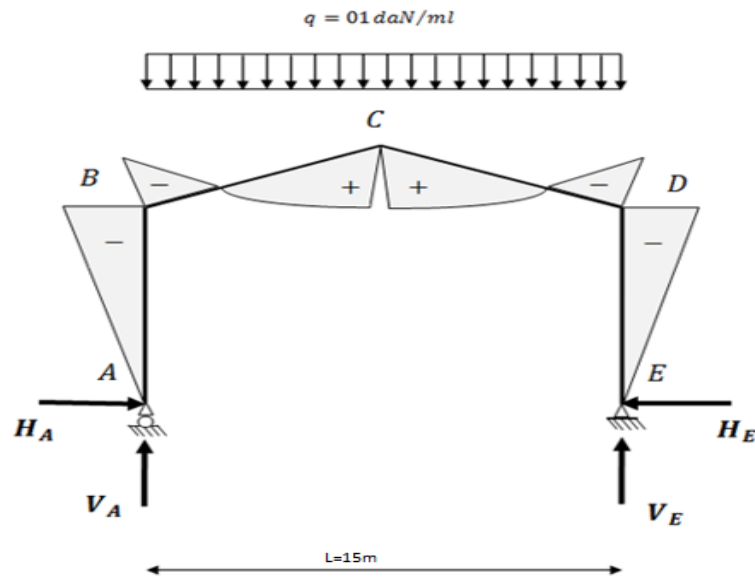


Fig IV.5 : charges verticales vers le bas (efforts internes)

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + (5 \times 0.19)}{4 \times 4.398} = 0.51$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 1 - 0.51(1 + 0.19) = +0.39$$

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.51 \times \frac{1 \times 15^2}{8 \times 6} = +2.39\text{daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 15}{2} = 7.5\text{daN}$$

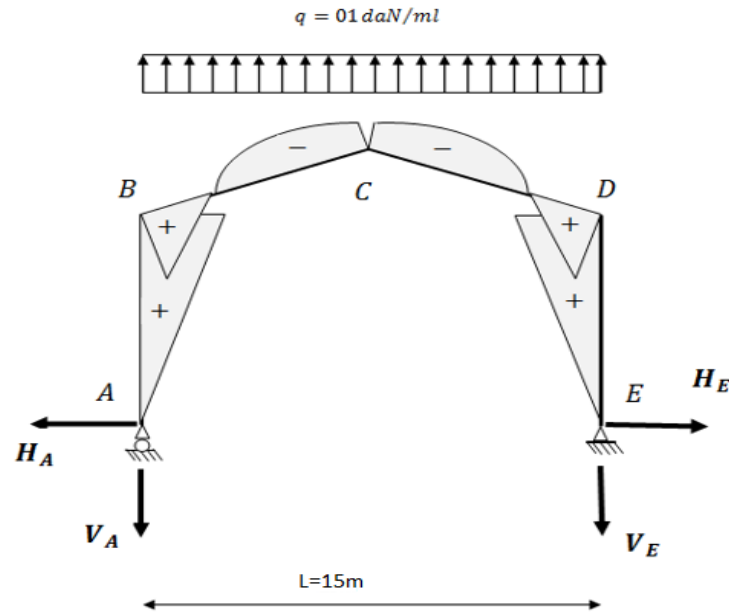
$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -0.51 \times \frac{1 \times 15^2}{8} = -14.34\text{daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8} = +0.39 \times \frac{1 \times 15^2}{8} = +10.96\text{daN.m}$$

3.2. Charges verticales vers le haut (vent ascendant) :

Remarque :

Comme 1^{er} étape, on possède le calcul sous une charge unitaire : $q = 1\text{daN/ml}$



FigIV.6: charges verticales vers le haut (efforts internes)

- $H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.51 \times \frac{1 \times 15^2}{8 \times 6} = 2.39 \text{ daN}$
- $V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 15}{2} = 7.5 \text{ daN}$
- $M_B = M_D = \beta \frac{ql^2}{8} = 0.51 \times \frac{1 \times 15^2}{8} = +14.34 \text{ daN.m}$
- $M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = -0.39 \times \frac{1 \times 15^2}{8} = -10.96 \text{ daN.m}$

3.3. Vent horizontal (pression) :

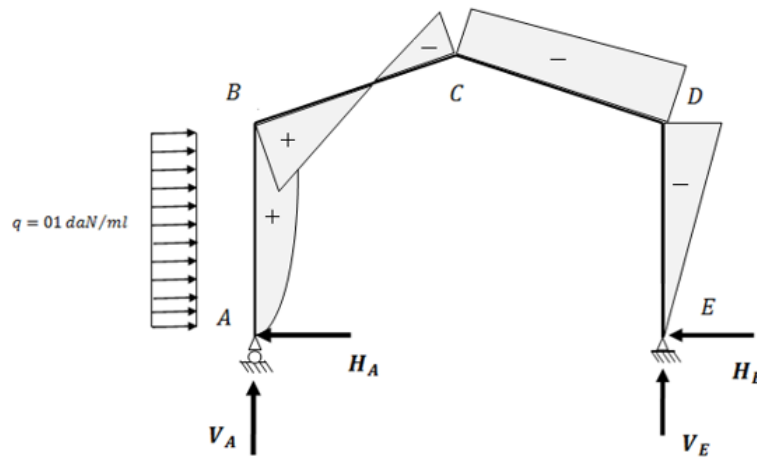


Fig IV.7 : vent horizontal (pression)

$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\phi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0.792) + 12 + (6 \times 0.19)}{8 \times 4.398} = 0.486$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0.486 = 0.51$$

$$\gamma = \delta(1 + \phi) - \frac{1}{2} = 0.486 \times (1 + 0.19) - \frac{1}{2} = 0.078$$

$$H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0.486 \times \frac{1 \times 6}{2} = 1.46 \text{ daN}$$

$$H_A = q \times h - H_E = 1 \times 6 - 1.458 = 4.542 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = \frac{qh^2}{2l} = \frac{1 \times 6^2}{2 \times 15} = 1.2 \text{ daN}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.51 \times \frac{1 \times 6^2}{2} = +9.18 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.486 \times \frac{1 \times 6^2}{2} = -8.75 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = -0.078 \times \frac{1 \times 6^2}{2} = -1.40 \text{ daN.m}$$

3.4. Vent horizontal (dépression) :

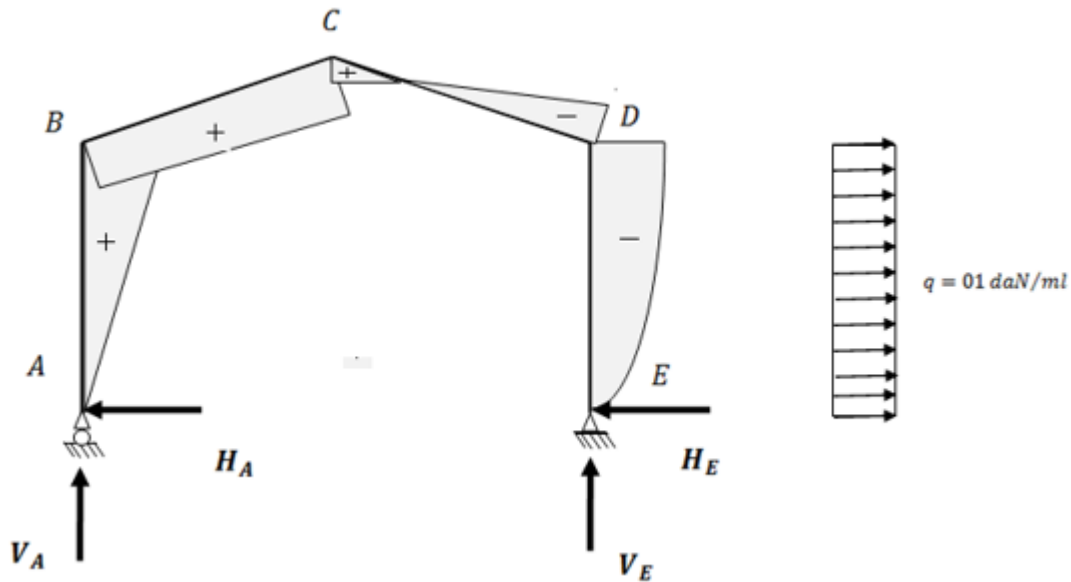


Fig IV.8: vent horizontal (dépression)

$$H_A = \delta \times \frac{qh}{2} = 0.486 \times \frac{1 \times 6}{2} = 1.46 \text{ daN}$$

$$H_E = q \times h - H_A = 1 \times 6 - 1.46 = 4.54 \text{ daN}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1 \times 6^2}{2 \times 15} = 1.2 \text{ daN}$$

$$M_D = -\beta \frac{qh^2}{2} = -0.51 \times \frac{1 \times 6^2}{2} = -9.18 \text{ daN.m}$$

$$M_B = \delta \times \frac{qh^2}{2} = 0.486 \times \frac{1 \times 6^2}{2} = +8.75 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \times \frac{qh^2}{2} = 0.078 \times \frac{1 \times 6^2}{2} = +1.40 \text{ daN.m}$$

- Efforts unitaires sous charges unitaires :**

		Réactions d'appuis (daN)			
Actions	Q(daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E
G	1.0	+2.39	-2.39	+7.5	+7.5
N	1.0	+2.39	-2.39	+7.5	+7.5
Vx1 (Horizontale pression)	1.0	-4.54	-1.46	-1.2	+1.2
Vx2 (horizontale dépression)	1.0	-1.46	-4.54	-1.2	+1.2
Vx3(soulèvement)	1.0	-2.39	+2.39	-7.5	-7.5

Tableau IV.3 : réactions d'appuis sous charges unitaires

		Moments(da N.m)		
Actions		M _B	M _C	M _D
G		-14.34	+10.96	-14.34
E		-14.34	+10.96	-14.34
V1 (Horizontale pression)		+9.18	-1.40	-8.75
V2(horizontale dépression)		+8.75	+1.40	-9.18
V3(soulèvement)		+14.34	-10.96	+14.34

Tableau IV.4 : valeurs des moments sous charges unitaires

- Efforts internes sous les charges actuelles :**

		Réactions d'appuis			
Actions	Q(daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E
G	215.04	+514.08	-514.08	+2032.5	-2032.5
N	122.4	+292.61	-292.61	+918	+918
V1 (Horizontale pression)	28.40	-128.99	-41.41	-34.08	+34.08
V2 (horizontale dépression)	358.68	-522.96	-1629.12	-430.42	+430.42
V3(soulèvement)	431.50	-1031.55	+1031.55	-3236.25	-3236.25
VR=V1+V2+V3		-1683.5	-638.98	-3700.75	-2771.75

Tableau IV.5 : réactions d'appuis sous charges réelles

	Moments(daN/m)		
Actions	M _B	M _C	M _D
G	-3084.48	+2358.72	-3084.48
N	-1755.68	+1342.58	-1755.68
V1 (Horizontale pression)	+248.44	+39.87	-260.71
V2(horizontale dépression)	+1337.7	+503.58	-3292.68
V3(soulèvement)	+6189.33	-4733.01	+6189.33
V _R =V1 _x +V2 _x +V3 _x	+7775.47	-4189.56	+2635.94

Tableau IV.6 : valeurs des moments sous charges réelles

- Combinassions à l'ELU :

	Réactions des appuis(daN)			
Combinaisons	H _A	H _E	V _A	V _E
1.35G+1.5N	+1132.92	-1132.92	+4120.88	-1366.88
1.35G+1.35N+1.35V3	-1183.69	-1951.65	-1012.84	-5246.44
G+1.5V3	-2011.17	-1472.55	-3518.63	-6190.13

Tableau IV.7 : combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

	Moments (daN)		
Combinaisons	M _B	M _C	M _D
1.35G+1.5E	-6797.57	+5198.14	-6797.57
1.35G+1.35E+1.35V3	+3962.67	-659.15	-2975.70
G+1.5V3	+8578.73	-3925.62	+869.43

Tableau IV.8 : combinaisons à l'ELU pour les moments

4. 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.

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

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

$$\phi_0 = 1/200$$

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

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

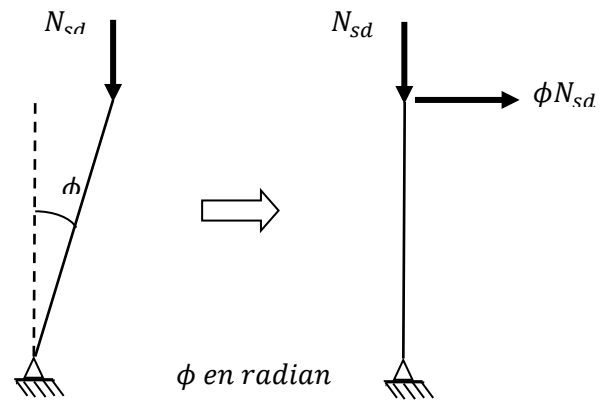


Fig IV.9 : combinaisons à l'ELU pour les moments

Avec :

- H_{eq} : Effort horizontal 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.

$h = 7.13m$: Hauteur de la structure.

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

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

$$\alpha_h = 2/\sqrt{7.13} = 0,749$$

$$\phi = \frac{0,866 \times 0,749}{200} = 0,0032$$

4.1. 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	+11.33	+41.21	-11.33	+41.21	0.00	+82.42
Combe 01	-11.84	-10.13	-19.52	-52.46	-31.36	-62.59
Combe 03	-20.11	-35.19	-14.73	-61.90	-34.84	-97.09

Tableau. IV.9 : 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	12.36	Non
Combe02	9.39	OUI
Combe 03	14.56	Oui

Tableau. IV.10 : Prise en compte des défauts d'aplomb.

Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 03 car la condition $|H| \geq 0,15 |V|$ est vérifiée.

Efforts équivalent en tête poteaux :

Combinaisons	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)	
	N_{sd}	$H_{eq} = \phi N_{sd}$	N_{sd}	$H_{eq} = \phi N_{sd}$
Combe 01	41.21	0.13	41.21	0.13

Tableau. IV.11 : Efforts équivalent en tête poteaux.

4.2. Calcul des efforts internes additionnels :

Efforts horizontale en tête poteaux : $P = 2 \times 0.13 = 0.26KN$

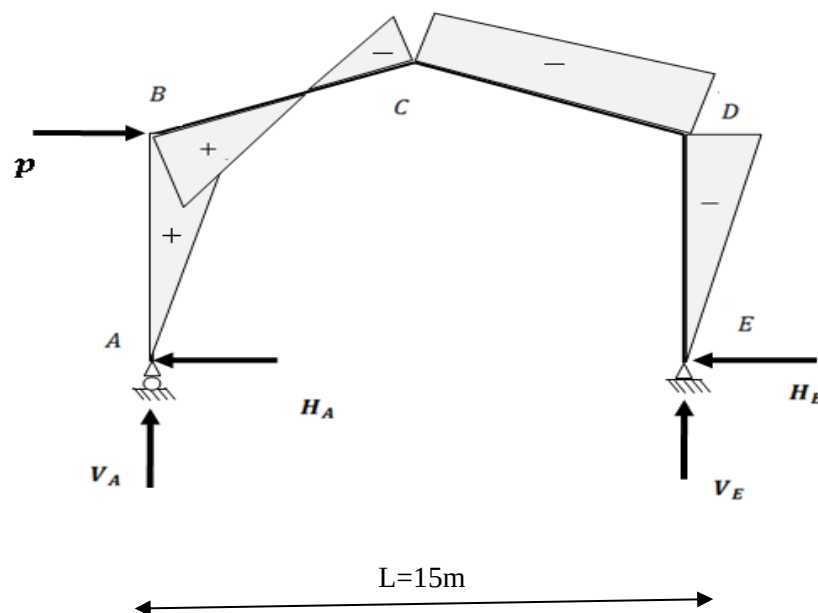


Fig IV.10 : Effort horizontale en tête du poteau.

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.19(3+2 \times 0.19)}{2 \times 4.398} \right] = 0.5365$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.19(3+2 \times 0.19)}{2 \times 4.398} \right] = 0.4634$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.19}{2} \left[1 - \frac{(1+0.19)(3+2 \times 0.19)}{2 \times 4.398} \right] = 0.0515$$

$$H_A = \beta P = 0.5365 \times 0.26 = +0.14 \text{ kN}$$

$$H_E = P - H_A = 0.26 - 0.1395 = +0.12 \text{ kN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0.26 \times 7.13}{15} = -0.13 \text{ kN}$$

$$M_B = \beta Ph = 0.5365 \times 0.26 \times 7.13 = +0.99 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.4634 \times 0.26 \times 7.13 = -0.86 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.0515 \times 0.26 \times 7.13 = -0.10 \text{ kN.m}$$

4.3. Combinaisons aux ELU avec prise en compte de $H_{eq} := \phi N_{sd}$

	Réactions d'appuis [kN]			
Combinaisons	H _A	H _E	V _A	V _E
1,35G + 1,5N	+11.33	-11.33	+41.21	+41.21
P	-0.14	-0.12	-0.13	+0.13
1,35G + 1,5N + P	+11.19	-11.45	+41.08	+41.34
1,35G + 1,35N + 1,35V ₃ + P	-11.98	-19.64	-10.26	-52.33
G + 1,5V ₃	-20.11	-14.73	-35.19	-61.90

Tableau IV.12: Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de H_{eq} .

	Moments [kN.m]		
Combinaisons	M _B	M _C	M _D
1.35G+1.5N	-67.98	+51.98	-67.97
P	+0.99	-0.86	-0.10
1.35G+1.5N+P	-66.99	+51.12	-68.07
1.35G+1.35N+1.35V ₃ +P	+40.62	-66.77	-29.86
G+1.5V ₃	+85.79	-39.26	+8.69

Tableau. IV.13 : Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de H_{eq} .

5.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
- $\alpha_{cr} < 10 \dots \dots \dots$ Structure souple: prise en compte des effets du second ordre
- $\alpha_{cr} \geq 15 \dots \dots \dots \Rightarrow$ Structure rigide: analyse plastique

5.1. 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.

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3.R) \frac{N_{sd,p}}{N_{sd,p}}$$

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

$N_{cr,p}$: effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$: effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$: effort critique d'Euler dans la traverse

I : le moment d'inertie de l'IPE 330 suivant l'axe yy (estimé)

$$R = \frac{I1.S}{I2.h} = \frac{S}{h} = \frac{7.58}{6} = 1.26 \quad (I1 = I2)$$

$$N_{sd,p} = \frac{\pi^2 I.E}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16265.6}{600^2} = 9355.05 \text{ kN}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 I.E}{S^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16265.6}{758^2} = 5861.52 \text{ kN}$$

Sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$N_{sd,t} = 41.21 \sin 8.53^\circ + 11.33 \cos 8.53^\circ = 17.4 \text{ kN}$$

$$N_{sd,p} = 41.21 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{17.4}{5861.52} + (4 + 3.3 \times 1.26) \frac{41.21}{9355.05} = 0.04 < 0.1$$

$$\alpha_{cr} = 25 \geq 10$$

→ la structure rigide : On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

6. Prédimensionnement de la traverse :

Moments sous la combinaison 1,35G+1,5N

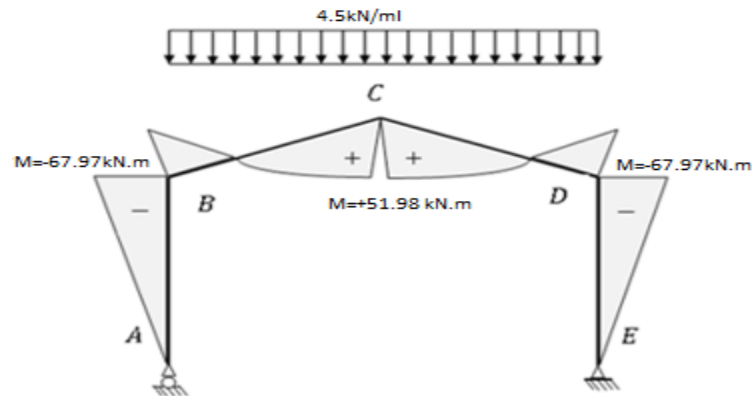


Fig. IV.11 : Moments sous la combinaison 1.35G+1.5N.

Moment sous la charge équivalente totale H_{eq} :

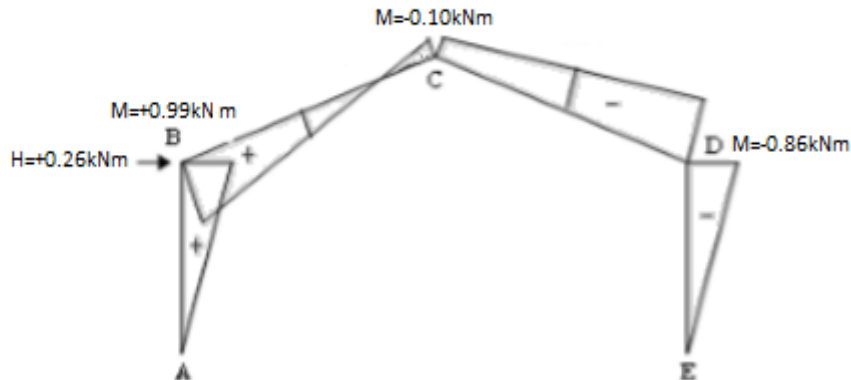


Fig. IV.12 : Moment sous la charge équivalente totale H_{eq}

6.1 Les Moments maximaux sollicitant la traverse :

Actions vers le bas : charges gravitationnelles :

Sous la combinaison : 1.35G+1.5N+P

Aux appuis : $M_B = -66,99 \text{ kN.m}$; $M_D = -68,07 \text{ kN.m}$

Au faitage : $M_C = 51,12 \text{ kN.m}$

Actions vers le haut: Vent de soulèvement :

Sous la combinaison : G+1.5V₃

Aux appuis : $M_D = +8,69 \text{ kN.m}$; $M_B = +85,79 \text{ kN.m}$

Au faitage : $M_C = -39,26 \text{ kN.m}$

6.2. Calcul préliminaire :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Leftrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{68.07 \times 1,1 \times 10^2}{23,5} = 318.63 \text{ cm}^3$$

$$\text{Soit un IPE 300 } W_{ply} = 628.3 \text{ cm}^3$$

7. Dimensionnement de la traverse :**7.1. Vérification a la flèche (IPE300) :**

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse (au point C) ; la flèche maximale est donnée par la formule suivante :

$$\text{Soit un IPE 300 } W_{ply} = 628.3 \text{ cm}^3$$

$$\delta = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2)$$

- $q = G + N = 2,15 + 1,22 = 3,37 \text{ kN/ml}$
- $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$
- $I_y = 8356 \text{ cm}^4$
- $l = 15 \text{ m}$
- $M_B = 48,4 \text{ kN.m}$ (sous la combinaison G+N de service)

On sachant que :

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 8356} (5 \times 3,37 \cdot 10^{-2} \times (1500)^4 - 48 \times 48,4 (1500)^2)$$

$$= 4,79 \text{ cm} \quad \delta = 4,79 \text{ cm} < \delta_{max} = 7,5 \text{ cm} \quad \text{flèche vérifiée}$$

7.2 Vérification de l'IPE 300 pour la traverse a (l'ELU):

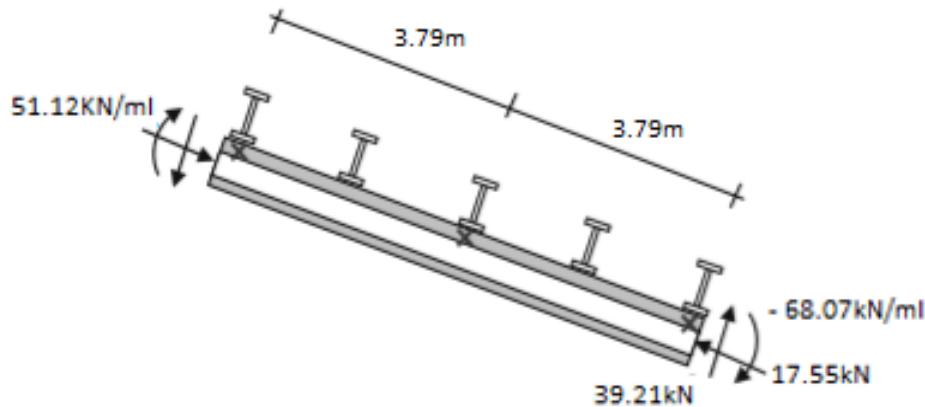
A. Vérification de la section a la résistance :

Bilan des efforts :

$$M_{y.sd} = +68,07 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 41,34 \sin 8,53 + 11,45 \cos 8,53 = 17,55 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 41,34 \cos 8,53 - 11,45 \sin 8,53 = 39,21 \text{ kN}$$



a) Classe de la section :

Classe la semelle (comprimée) .

➤ Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1.0$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{150/2}{10.7} = 7.01 < 9 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

➤ Classe de l'âme : (flexion comprimée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left\{ \frac{d + d_c}{2} \right\} \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{17.55}{0.71 \times 23.5} = 1.05 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{24.86} \times \frac{24.86 + 1.05}{2} = 0.53 \leq 1 \quad \alpha > 0.5$$

pour les section de classe 1

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.01 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1.0}{13 \times 0.53 - 1} = 67.23 \quad 36.14 < 67.23 \quad (\text{âme de classe 1})$$

- Vérifications des efforts tranchants :

$$A = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$W_{ply} = 628.3 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{z, sd} = 39.21 \text{ kN}$$

$$f_y = 23.5 \text{ kN/cm}$$

$$A_{vz} = 25.68 \text{ cm}^2$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{25.68 \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 317.12 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z, sd}}{V_{plzRd}} = \frac{39.21}{317.12} = 0.13 < 0.5$$

$$V_{z, sd} = 39.21 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{plzRd} = 158.56 \text{ kN}$$

d'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé

-Vérifications de l'effort normal :

$$N_{sd} = 17.55 \text{ kN}$$

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53.8 \times 23.50}{1.1} = 1149.36 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 17.55 \text{ kN} < N_{plRd} = 1149.36 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

$$N_{sd} = 17.4 \text{ kN} < \frac{1}{2} N_{plRd} = 574.68 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

-Vérifications du moment fléchissant :

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

$$M_{y.sd} = 68.07 \text{ kN.m}$$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(628.3)(23.50)}{1.1} = 13422.77 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 68.07 \text{ kN.m} < M_{c.Rd} = 13422.77 \text{ kN.m} \quad \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$ La section en IPE 300 est vérifiée.

-Vérification de l'élément aux instabilités :

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 :

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

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

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 3.15 \left[\frac{2.0 \times 10^2}{2350} \right]^{0.5} = 93.9 \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} : \text{Élancement Eulérien.}$$

Longueurs de flambements :

$$l_y = \frac{750}{\cos 8.53} = 757.58 \text{ cm} \quad (\text{Moitié de la traverse})$$

$$l_z = \frac{375}{\cos 8.53} = 378.79 \text{ cm} \quad (\text{Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent})$$

Les élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{757.58}{12.4} = 61.09$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{378.79}{3.3} = 114.78$$

Les élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{61.09}{93.9} = 0.65$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{114.78}{93.9} = 1.22$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 300/150 = 2 > 1.2 \\ \text{Axe de flambement } Y-Y \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement } (a) ; \alpha = 0.21$$

$$\text{Axe de flambement } Z-Z \Rightarrow \text{courbe de flambement } (a) ; \alpha = 0.34$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.65 - 0.2) + 0.65^2] = 0.76$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.76 + [0.76^2 - 0.65^2]^{0.5}} = 0.87$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.22 - 0.2) + 1.22^2] = 1.42$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.42 + [1.42^2 - 1.22^2]^{0.5}} = 0.47$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.87; 0.47) = 0.47$$

Calcul du coefficient k :

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

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

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

Ou : $\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

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

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{51.12}{-66.99} = -0,763$$

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - [0,7(-0,763)] = 2,33$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4,5 \times 7,5^2}{8} = 31,64 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = 66,99 + 51,12 = 118,11 \text{ kN.m}$$

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

$$\beta_{My} = 2,33 + \frac{31,64}{118,11} (1,3 - 2,33) = 1,57$$

$$\mu_y = 0,65([2 \times 1,57] - 4) + \frac{628,3 - 557}{557} = -0,43 \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0,43) \times 17,55}{0,87 \times 53,8 \times 23,5} = 1,007$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{17,55}{0,47 \times 1149,36} + \frac{1,007 \times 68,07}{134,23} = 0,54 < 1$$

→ Élément vérifié au flambement.

-Vis-à-vis du diversement :

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

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

- **Actions vers le bas :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

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

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

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

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

$$\text{Avec : } C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

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

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

IPE 300 : $i_z=3$. $h=30\text{cm}$ $t_f=1.07\text{cm}$

$$L = \frac{375}{\cos 8.53} = 378.79$$

$L=378.79$: Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent.

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

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

Avec $M_a < M_b$ Moments aux extrémités du tronçon.

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

calcul du moment au point quelconque P :

$$M_p = 39.21x - 85.79 - 17.55 \times 0.13x - 4.5x^2/2$$

$$M_p = 36.93x - 85.79 - 2.25x^2$$

$$M_a = M_p(x=3.79) = 36.93 \times 3.79 - 85.79 - 2.25(3.79)^2 = 21.85 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{21.85}{-85.79} = -0.254$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4(-0.254) + 0,52(-0.254)^2 = 2.26 < 2.7$$

Calcul du moment au point

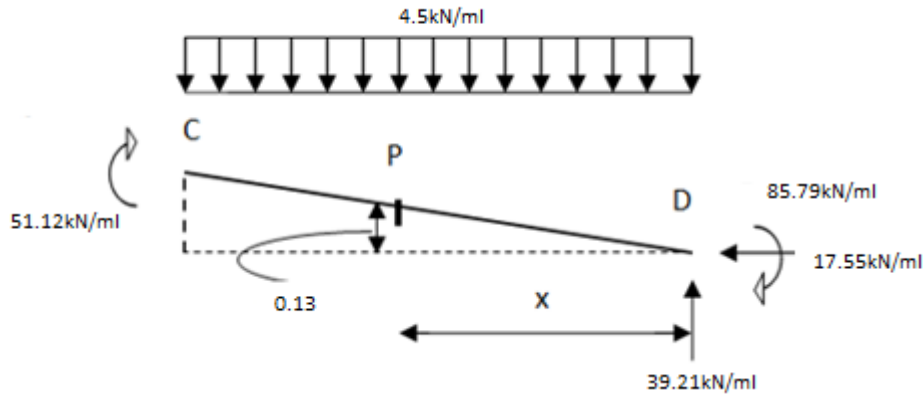


Fig. IV.13 : Calcul du moment au point quelconque P.

$$\lambda_{LT} = \frac{379/3.3}{2.26^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{379/3.3}{30/1.07} \right)^2 \right]^{0.25}} = 66$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{66}{93.9} = 0.70 \bar{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2 \geq 1.2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.7 - 0.2) + 0.7^2] = 0.80$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.80 + [0.80^2 - 0.7^2]^{0.5}} = 0.84$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élancement réduit de $\bar{\lambda}_{LT} = 0.7$.

$$0.7 \rightarrow 0.8477 \chi_{LT} = 0.8477$$

Calcul du coefficient k :

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

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

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

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

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (-0.254)] = 1.97$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1.22(1.97) - 0.15 = 0.21$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.21 \times 17.55}{0.47 \times 53.8 \times 23.50} = 0,99 < 1,5 \Rightarrow k_{LT} = 0,99$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{17.55}{0.47 \times 1149.36} + \frac{0,99 \times 68.07}{0.84 \times 134.23} = 0.63 < 1$$

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

• Actions vers le haut :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre sur toute sa longueur

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

$$M_{y.sd} = 85.79 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -35.19 \sin 8.53 - 20.11 \cos 8.53 = -25.19 \text{ kN (tension)}$$

$$V_{z.sd} = -35.19 \cos 8.53 + 20.11 \sin 8.53 = -31.82 \text{ kN}$$

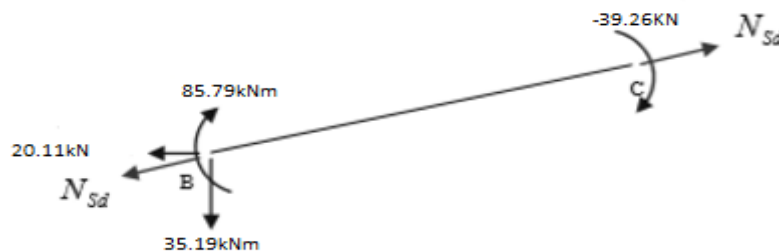


Fig. IV.14 : Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

L'élancement réduit sera $\bar{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

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

Ou :

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

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

Avec :

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

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

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

$$M_a = -39.26 \text{ kN} < M_b = 85.79 \text{ kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-39.26}{85.78} = -0.457$$

$$\Rightarrow C_1 = 1.88 - 1.4(-0.457) + 0.52(-0.457)^2 = 2.63 \leq 2.7$$

➤ $l = 379\text{cm}$:longueur de flambement latérale.

➤ $i_z = 3.3\text{cm}$

➤ $h = 30\text{cm}$

➤ $t_f = 1.07\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{379}{3.3}}{2.63^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{379/3.3}{30/1.07} \right)^2 \right]^{0.25}} = 61.09$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{61.09}{93.9} = 0.65 > 0.4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\begin{cases} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2 \geq 1.2 \end{cases} \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.65 - 0.2) + 0.65^2] = 0.75$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.75 + [0.75^2 - 0.65^2]^{0.5}} = 0.87$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne

Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT} pour un élancement réduit de $\overline{\lambda}_{LT} = 0.65$.

$$\chi_{LT} = 0.8700$$

Calcul du coefficient k :

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

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} k_z \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

Ou : $\beta_{MLT} = 1.3$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.22 \times 1.3 - 0.15 = 0.09$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,09 \times (-25.19)}{0,47 \times 53.8 \times 23,50} = 1.003 < 1,5 \Rightarrow k_{LT} = 1.003$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{-25.19}{0.47 \times 1149.36} + \frac{1.003 \times 85.79}{0.87 \times 134.23} = 0.69 > 1$$

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

7.3. Conclusion :

Le profilé laminé choisi (IPE300) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme Traverse du portique.

8. Vérification des poteaux :

Bilan des efforts :

$$M_{y.sd} = 68.07 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 41.34 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 11.45 \text{ kN}$$

8.1 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 :

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

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

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9 \varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} : \text{Élancement Eulérien.}$$

Remarque :

L'ossature n'est pas sensible aux effets de seconde ordre $c_{critique} = 16.66 > 10$. la longueur de flambement de poteau pour le flambement dans le plan du portique peut donc être prise comme étant égale à la longueur d'épure : $L_y = 6.0 \text{ m}$.

On choisit un profile IPE300 pour les poteaux.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{12.4} = 48.39$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{48.39}{93.9} = 0.52$$

Courbe de flambement :

On choisit un profile IPE300 pour les poteaux.

$\{ h/b = 300/150 = 2 > 1,2 \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1))}$

Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0.52 - 0,2) + 0.52^2] = 0.67$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.67 + [0.67^2 - 0.52^2]^{0.5}} = 0.92$$

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 :

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

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

Où :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9 \varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} : \text{Élancement Eulérien.}$$

$l_z = 2.0\text{m}$ (L'est l'entraxe de la lisse)

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3.3} = 60.60 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{60.60}{93.9} = 0.64$$

Courbe de flambement :

$\{ h/b = 300/150 = 2 > 1,2 \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34 \text{ (Tableau (5-5-1))}$

Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(0.64 - 0,2) + 0.64^2] = 0.79$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.79 + [0.79^2 - 0.64^2]^{0.5}} = 0.80$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.92; 0.80) = 0.80$$

Avec :

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

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

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

$$M_b = 68.07 \text{ kN.m}$$

$$M_a = M_{ysd}(h = 4\text{m}) = \frac{68.07 \times 4}{6} = 45.38 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{45.38}{68.07} = 0.67$$

$$\Rightarrow C_1 = 1.88 - 1.4(0.67) + 0.52 \times 0.67^2 = 1.175 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/3.3}{1.175^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/3.3}{30/1.07} \right)^2 \right]^{0.25}} = 53.16$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{53.16}{93.9} = 0.57$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Avec } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.57 - 0.2) + 0.57^2] = 0.70$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.7 + [0.7^2 - 0.57^2]^{0.5}} = 0.90$$

Calcul du coefficient k :

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

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

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

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

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (0,67)] = 1,33$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,64 \times 1,33 - 0,15 = -0,02 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,02 \times 41,34}{0,8 \times 53,8 \times 23,50} = 1,0008 > 1 \Rightarrow k_{LT} = 1$$

Calcul du coefficient K_y :

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

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

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

Ou : $\beta_{My} = \beta_{M\phi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\phi})$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3

Eurocode03)

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

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{68.07} = 0$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - [0.7(0)] = 1.8$$

$$\mu_y = 0.52(2 \times 1.8 - 4) + \frac{628.3 - 557}{557} = -0.08 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0.08) \times 41.34}{0.92 \times 53.8 \times 23.5} = 0.99 \leq 1,5$$

$$N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{53.8 \times 23,50}{1,1} = 1149.36$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{628.3 \times 23.5}{1.1} = 13422.77 \text{ kNcm} = 134.22 \text{ kNm}$$

Vérification au flambement :

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

$$\frac{41.34}{0.80 \times 1149.36} + \frac{0.99 \times 85.79}{134.22} = 0.67 \leq 1 \text{ vérifié}$$

8.2 Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}}$$

$$\frac{41.34}{0.8 \times 1149.36} + \frac{1 \times 85.79}{0.90 \times 134.22} = 0.75 < 1 \text{ vérifié}$$

8.3. Conclusion :

La section du profilé laminé choisi **IPE300** est adéquate pour le poteau et convient pour l'ossature du portique.

Conclusion générale :

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

- La traverse : IPE300
- Le poteau : IPE300

Chapitre V :

Calcul de contreventement

1.Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs,... Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

2.Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

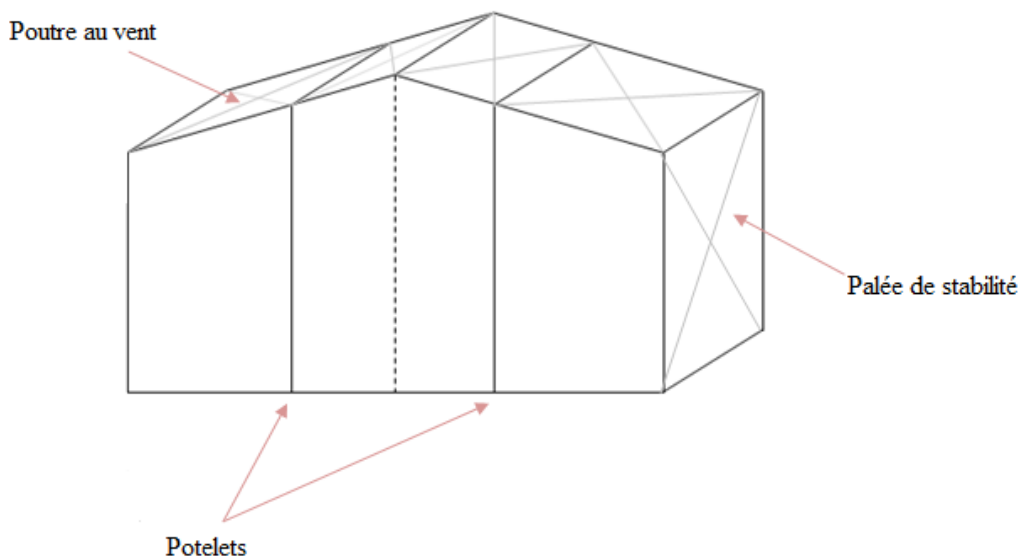


Fig V.1 : Disposition des barres de contreventement.

3. Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

3.1 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un

dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

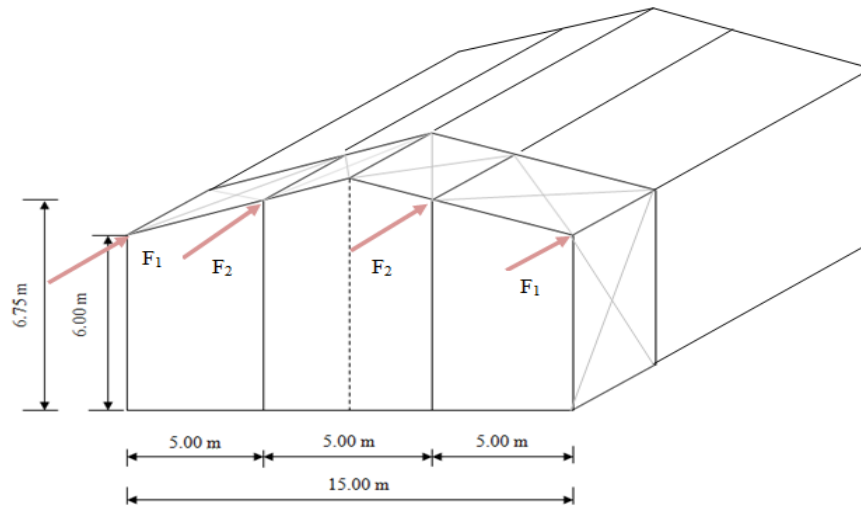
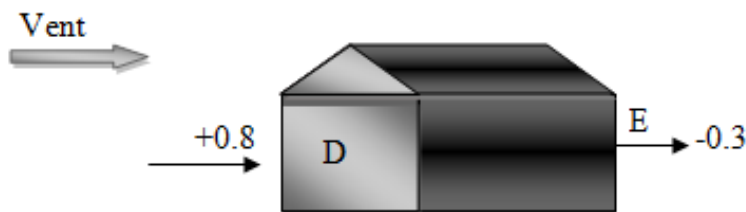


Fig V.2 : Schéma statique de la poutre au vent.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2) :

– La valeur de C_e est donnée ci-dessous



Le coefficient de réduction

$$\Sigma Cr = C_{ed} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

La pression du vent:

$$V = Ph = C_d \times qh \times \Sigma Cr = 1 \times 77.95 \times 1.1 = 85.75 \text{ daN avec : } C_d=1$$

– On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon):

$$A_{fr} = [(15 / \cos 8,53^\circ) + 2 \times 6] \times (54 - 28.52) = 692.24 \text{ m}^2$$

$$F_{fr}=58,61 \times 0,04 \times 692,24 = 1622,89 \text{ daN}$$

a. Calcul des efforts horizontaux F_1 et F_2 :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{5}{2} \right) + \frac{F_e}{8} = \left(85,75 \times \frac{6}{2} \times \frac{5}{2} \right) + \frac{1622,89}{8} = 846 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{5}{2} \right) + \frac{F_e}{4} = \left(85,75 \times \frac{7,13}{2} \times \frac{10}{2} \right) + \frac{1622,89}{4} = 1934,22 \text{ daN}$$

b. Calcul des réactions d'appuis :

Par la méthode des coupures :

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

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = F_1 + F_2 = 846 + 1934,22 = 2780,22 \text{ daN}$$

c. Effort de traction dans les diagonales :

$$R = 2780,22 \text{ daN} ; F_1 = 846 \text{ daN}$$

$$\arctg \alpha = \frac{5}{6} = 39,81^\circ$$

$$D'où Fd = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{2780,22 - 846}{\cos 39,81} = 2517,95 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times Fd = 1,5 \times 2517,95 = 3777 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{37,77 \times 1,1}{23,5} = 1,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière de L50x50x5 d'une section A=4,80cm² un boulons de 12 mm et un trous de 13mm

Section nette :

$$A_{net} = 4,80 - 0,5 \times 1,3 = 4,15 \text{ cm}^2$$

3.2. Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,rd} = \frac{B \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_1 et β_2		
Entraxe p_1	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(2 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau V.1 : coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Où : β est le coefficient min orateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe $P1$ des trous.

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$P=100\text{mm}$; $e=25\text{mm}$

$P1 = 100\text{mm} > 5d0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$

Avec : $d0=13\text{mm}$ diamètre de trous

Donc : $\beta=\beta_3=0.7$

$$NuRd = \frac{0.7 \times 4.15 \times 3600}{1.25} = 8366.4\text{daN}$$

$Nsd=37.77\text{KN} < NuRd = 83.66\text{KN} \rightarrow \text{OK}$

Conclusion:

Une cornière de L50x50x5 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

4. Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité :

Le montant de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la pannes à la flexion déviée composée. les formules de vérification sont les suivantes :

4.1. Vérification de la section à la résistance :

Section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{Y.sd}}{M_{NY.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Z.sd}}{M_{NZ.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha=2$.E et $\beta=5n \geq 1$ $n = \frac{Nsd}{N_{plrd}}$

$$M_{ny.rd} = M_{ply.rd} \left(\frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right) \quad \text{et} \quad M_{Nz.Rd} = M_{plz.rd} \left(\frac{(1-\alpha)^2}{1-\alpha} \right)$$

$A_w = A - 2b.t_f$; aire de l'ame

$\alpha: \min \left(\frac{A_w}{A}; 0.5 \right)$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \cdot M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

4.2. Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (voir le calcul chapitre 02).

$G=36.24 \text{ daN/ml}$

$N=30.6 \text{ daN/ml}$

Compression : (voir le calcul de contreventement)

$$V = F_2 = 1934.22 \text{ daN}$$

a. Combinaison des charges :

$$1) \quad 1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$2) \quad Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$3) \quad N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35 \times 36.24 + 1.35 \times 30.6 = 90.23 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 90.23 \times \cos(8.53) = 89.23 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{zsd} \cdot l^2}{8} = \frac{89.23 \times 6^2}{8} = 401.54 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 90.23 \times \sin(8.53) = 13.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{13.4 \times (6/2)^2}{8} = 15.1 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times V = 1.35 \times 1934.22 = 2611.20 \text{ daN}$$

b. Caractéristique géométrique de l'IPE160 :

$$W_{ely} = 108.6 \text{ cm}^3 \quad W_{elz} = 16.66 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply} = 123.8 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 26.09 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.8 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 2644.82 \text{ daN/m}$$

$$M_{plz, Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.09 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 557.38 \text{ daN/m}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.91 \text{ daN}$$

c. Incidence de l'effort tranchant :

Si $V_{sd} < 0.5 V_{pl, Rd}$ $\longrightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

Remarque : à 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.

d. Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \min(0.25N_{pl,Rd} ; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistance et l'effort normal.

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 42940.91 = 10735.23 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 = 7.964 \text{ m}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 7.964 \times 2350}{1.1} = 8507 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2423.49 \text{ daN} < \min(10735.23 ; 8507) = 8507 \text{ daN}$$

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

Pas de réduction de moment de résistance plastique :

$$M_{NY,Rd} = M_{ply,Rd}$$

$$M_{NZ,Rd} = M_{plz,Rd}$$

La formule de vérification est suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

$$a=2 ; \beta = 5n = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2423.49}{42940.91} = 0.28$$

$$\beta = 5n = 5 \times 0.056 = 0.28$$

$$\left[\frac{401.54}{2644.82} \right]^2 + \left[\frac{35.05}{557.38} \right]^{0.28} = 0.48 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

4.3. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

a. Combinaison a l'ELU :

- $G = 1.5V$
- $Q_{zsd} = G \times \cos \alpha - 1.5V$
- $Q_{ysd} = 1.35G \times \sin \alpha$
- $N_{sd} = 1.5V$

Avec :

$G = 36.24 \text{ daN/ml}$ charge permanente

$V = 431.5 \text{ daN/ml}$; vent de soulèvement (chapitre 3)

$V' = F_2 = 1795.18 \text{ daN}$ effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)

Charge de flexion : (voir calcul des pannes)

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1.5V = 36.24 \times \cos(8.53) - 1.5 \times 98.5 = -111.91 \text{ soulevement}$$

$$Q_{ysd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 36.24 \times \sin(8.53) = 7.26$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{ysd}.l^2}{8} = \frac{7.26 \times (6/2)^2}{8} = 16.34 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{zsd}.l^2}{8} = \frac{-111.91 \times (6/2)^2}{8} = -127.77 \text{ daN.m}$$

Charge de compression : (voir calcul de contreventement)

$$N_{sd} = 1.5 \times V' = 1.5 \times 1934.22 = 2901.33 \text{ daN}$$

b. Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\psi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_z \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,zrd}} \leq 1$$

Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,zrd}} \leq 1$$

c. Calcul de coefficient de réduction Xmin :

$$X_{min} = \min(X_y ; X_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort yy' (dans le plan) :

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} \quad \text{avec : } \Phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2]$$

$$\text{Et } \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad (\beta_A = 1 ; \text{classe 1})$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6.5} = 92.3 \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93.9 \quad \text{car} \quad \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{92.3}{93.9} = 0.98$$

courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} (\alpha_y = 0.21)$$

$$\Phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.98 - 0.2) + (0.98)^2] = 1.062$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.062 + (1.062^2 - 0.98^2)^{0.5}} = 0.81$$

Flambement par rapport à l'axe faible zz' (hors plan) :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}} \quad \text{avec :} \quad \Phi_y = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2]$$

$$\text{Et} \quad \lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A = 1; \text{classe 1})$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.8} = 166.67 \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93.9 \quad \text{car} \quad \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{166.67}{93.9} = 1.77$$

Le tableau 5.5.3 de l'eurocode 3 ;partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe b} (\alpha_z = 0.34)$$

$$\Phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.77 - 0.2) + 1.77^2] = 2.33$$

$$\chi_z = \frac{1}{2.33 + (2.33^2 - 1.77^2)^{0.5}} = 0.26$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.81; 0.26) = 0.26$$

d.Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :

$$\lambda_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta})$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{300/1.8}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.8}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 110.97$$

C1 = 1.132 (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\bar{\lambda}_{lt} = 110.97 / 93.9 = 1.18 > 0.4 \quad \text{il ya un risque de deverssement}$$

section laminé $\alpha_{lt} = 0.21$

$$X_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \alpha_{lt}^2)^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\Phi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{lt})^2] = 0.5(1 + 0.21(1.18 - 0.2) + 1.18^2) = 1.3$$

$$X_{lt} = \frac{1}{1.3 + (1.3^2 - 1.18^2)^{0.5}} = 0.63 \leq 1.0$$

e. Calcul des coefficients k :

Calcul du coefficient k_y :

- B_{MY} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement
- poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.98 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{123.8 - 108.6}{108.6} = -1.232 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{(-1.232) \times 2901.33}{0.81 \times 20.1 \times 2350} = 1.09 \leq 1.5$$

Calcul de coefficients k_{LT} :

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{My} - 0.15 = 0.15 \times 1.77 \times 1.3 - 0.15 = 0.195 \leq 1.5$$

avec : $\beta_{My} = 1.3$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(0.195) \times 2901.33}{0.26 \times 20.1 \times 2350} = 0.95 < 1.0$$

Calcul de coefficient K_z :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.77 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{26.09 - 16.66}{16.66} = -1.912 \leq 0.9$$

avec : $\beta_{My} = 1.3$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_z = 1 - \frac{(-1.912) \times 2901.33}{0.26 \times 20.1 \times 2350} = 1.45 \leq 1.5$$

f. Vérification au flambement :

$$\begin{aligned} \frac{N_{sd}}{\psi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{pl,zRd}} &= \frac{2901.33}{0.26 \times 42940.91} + \frac{1.09 \times 503.6}{2644.82} + \frac{1.45 \times 8.17}{557.38} \\ &= 0.49 \leq 1 \quad \dots \dots \text{vérifier} \end{aligned}$$

On augmente la section de la panne de l'IPE 120 à l'IPE 160.

5. 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.

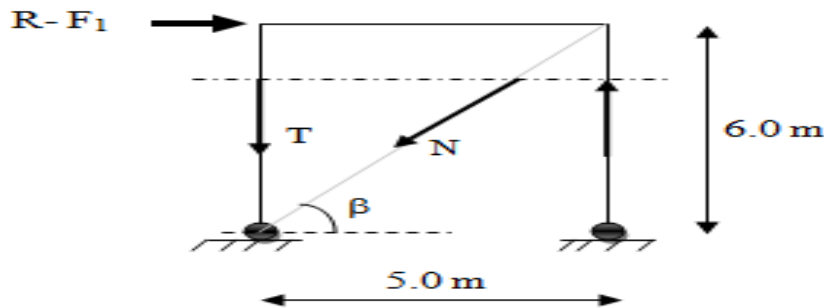


Fig V.3 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Par la méthode des coupures :

Effort de traction dans la diagonale tendue :

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

$$\tan \beta = \frac{6}{5} = 1.54; \quad \beta = 50.2^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{2780.22 - 846}{\cos 50.2^\circ} = 1938.37 \text{ Kg}$$

Section de la diagonale :

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

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 1938.37 = 2907.56 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{N_{sd}} = \frac{2907.56 \times 1.1}{2350} = 1.36 \text{ cm}^2$$

On opte une cornière de L50x50x5 d'une section $A=4.80 \text{ cm}^2$ un boulons de 12 mm et un trou de 13mm

Section nette:

$$A_{net} = 4.80 - 0.5 \times 1.3 = 4.15 \text{ cm}^2$$

5.2. Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,rd} = \frac{B \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où β est le coefficient min orateur donné dans le tableau1 en fonction de l'entraxe P1 des trous.

Exemple : attache de 3 boulons ou plus :

$P=100\text{mm}$; $e=25\text{mm}$

$P1 = 100\text{mm} > 5d0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$

Avec : $d0=13\text{mm}$ diamètre de trous

Donc : $\beta=\beta_3=0.7$

$$NuRd = \frac{0.7 \times 4.15 \times 3600}{1.25} = 8366.4\text{daN}$$

$Nsd = 4206.74 < NuRd = 8366.4\text{daN} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

5.3. Conclusion :

Une cornière isolée de L50x50x5 avec un boulon de 12 mm et un trou de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

Chapitre VI :

Etude

sismique

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 marquées la mémoire des générations. Dans le but de limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elles résistent aux séismes. Pour cela, l'analyse de la structure est faite par le logiciel robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

2-Analyse de la structure :

- **Type d'analyse**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- **Les chargements statiques :**

Poids propre de la structure.

Les effets dus aux actions climatiques.

- **Les chargements dynamiques :**

Les effets sismiques

2. Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différents et cela 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 :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

3. La méthode statique équivalente :

Les codes parasismiques modernes autorisent à conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives.

La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée.

La méthode statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamental.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

3.1 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

3.2 Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Formule 4-1 du RPA)}$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4.2 du RPA ;

R : coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4.3 du RPA ;

Q : facteur de qualité donné par la formule 4.4 du RPA ;

W : poids totale de la structure donné par la formule 4.5 du RPA.

3.2.1 Détermination du Coefficient d'accélération A :

-L'ouvrage sera implantée à Sidi Naamane dans la Wilaya de Tizi Ouzo qui est classé selon le règlement parasismique Algérien RPA 1999 version 2003. Zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

	Zone		
Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau VI.1 : Coefficient d'accélération de zone A

Donc : Zone sismique : **II**

Groupe d'usage : **2** → **A= 0.15**

3.3.2 Calcul du facteur de qualité Q :

La valeur de Q est donnée par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Critère	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau VI.2 : calcul du facteur de qualité Q

$$Q_x = 1.2 \quad \text{et} \quad Q_y = 1.15$$

3.3.3 Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le RPA la valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 V2003 (annexe C) en fonction du système de contreventement.

Dans notre structure qui est une ossature poteaux-poutres auto stable ordinaire .dans le sens palée stabilité et l'autre sens poutre au vent .

$$\rightarrow \mathbf{R=4}$$

3.3.4 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est donné par la relation :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{2} \right)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases} \quad (\text{equ 4.2, art 4.2.3, RPA99/2003})$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le **tableau 4.7 art 4.2.3(RPA99/2003)**.

Notre site est un site ferme (catégorie S3), donc $T_2 = 0.5$ s

➤ Le pourcentage d'amortissement ξ :

le pourcentage d'amortissement est donné en fonction du matériau constitutif, du type et de l'importance du remplissage. Du tableau 4.2 du RPA 99 V2003 on trouve pour acier/léger $\xi = 4\%$.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI.3 : Le pourcentage d'amortissement ξ

➤ Le facteur de correction d'amortissement :

Le facteur de correction d'amortissement est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'où : $\eta = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1.08 \geq 0.7$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

On a :

$$T = \min [(C_T \cdot h_N)^{3/4}; (0.09 h_N / D)^{1/2}]$$

Avec :

$C_T = 0.085$: coefficient en fonction du système de comportement du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA 99 V2003.

$h_N = 7.13$ m : hauteur totale.

$D = 54\text{m}$: longueur totale.

$$T = (0.085 \times 7.13)^{3/4} = 0.68\text{s}.$$

$$T = (0.09 \cdot h_N / D)^{1/2} = (0.09 \times 7.13 / 54)^{1/2} = 0.11\text{s}.$$

Donc : $T = \min(0.68; 0.11) = 0.11\text{s}$

$T_2 = 0.5\text{s}$: période caractéristique associée à la catégorie du sol (qui est dans notre cas S3) donné par le tableau 4.7 du RPA 99 V2003.

Puisque $0 \leq T = 0.11\text{s} \leq T_2 = 0.5\text{s}$

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

3.3.5 Calcul du poids total de la structure W :

Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque étage (i) :

$$W = \sum W_i = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Avec :

W_{Gi} : poids des charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuels ;

W_{Qi} : poids des charges d'exploitations ;

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature de l'ouvrage donné par le tableau 4.5 du RPA 99 V2003.

Évaluation des actions permanentes :

Éléments	type	Poids propre (kg/m)	Longueur de l'élément(m)	Nombre de l'élément	Poids total (kN)
Poteau	IPE300	42.2	6	20	50.64
Traverse	IPE 300	42.2	7.58	20	63.98
Panne	IPE 120	10.4	6	90	56.16
Lisse de long-pan	UPN120	13.4	6	54	43.42
Lisse de pignon	UPN120	13.4	5	18	12.06
Potelet	IPE180	22.4	6.75	4	6.05
Palée de stabilité	L50×50×5	3.77	72	-	2.71
Poutre au vent	L50×50×5	3.77	91.02	-	3.43
Poids total 1(KN)	238.45				

Tableau VI.4 : charges permanentes W_{Gi} des éléments.

Elément	Type	Poids propre (kN/m ²)	surface de l'élément (m ²)	Nombre d'élément	Poids Total (KN)
Bardage Pignon	Tôle (TN40)	0.17 (15+5)	90	2	22.95
Bardage long-pan (Ar)			324	1	41.31
Bardage long-pan (Av)			270	1	34.43
Couverture des versants		0.17	409.32	2	1.39
Poids total 2(KN)	100.08				

Tableau VI.5 : charges permanentes W_{Gi} de toute la couverture et le bardage**Poids total =338.53KN**Calcul des charges d'exploitations W_{Qi} de tous les éléments qui constituent notre hangar.

$$W_{Qi} = (P_{\text{charge entretien}} + P_{\text{vent}}) \times S_{\text{toiture}}$$

$$W_{Qi} = (0.60 + 1.0427) \times 818.64 = 1344.78 \text{ kN.}$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 338.53 + 0.5 \times 1344.78 = 1010.92 \text{ kN}$$

G : Poids propre.

Q : Charge exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

3.3.6 Force sismique suivant la direction X et Y:

$$1. V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1010.92 = 122.83 \text{ kN}$$

$$2. V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.15}{4} \times 1010.92 = 117.71 \text{ kN}$$

3.3.7 Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V1 pignon)

$$V = 104.27 \text{ daN/m}^2$$

$$V = V_x S_{\text{toiture}} = 104.27 \times 818.64 = 85359.59 \text{ daN} = \mathbf{853.59 \text{ KN}}$$

$$V > V_x$$

$$V > V_y$$

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 VII :

Calcul des
assemblages

1. Introduction :

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 de torsions.

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

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

2. Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnés HR.

Il existe deux types de boulons :

Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.

- Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement (μ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant

➤ Avantages des boulons HR :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

2.1. Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

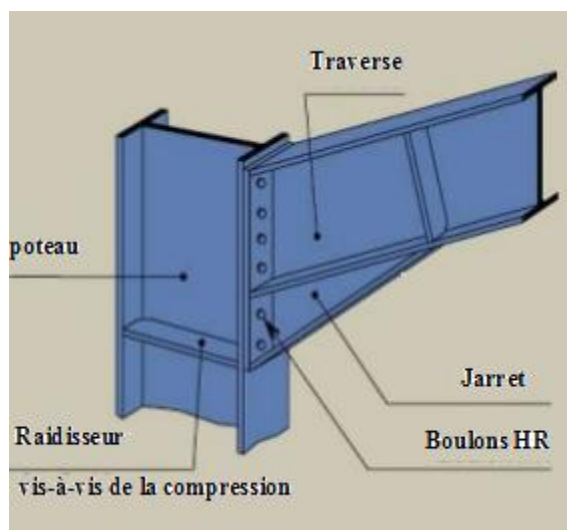


Fig. VII.1 : Assemblage poteau-traverse

A. La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm,

La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

B. Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

La combinaison la plus défavorable ELU ($1.35G+1.5N+P$).

- $M_{sd}=68.07\text{kN.m}$
- $V_{sd}=41.34\text{KN}$
- $N_{sd}=11.45\text{KN}$

Les composants de l'assemblage :

- Poteau en IPE 300
- Poutre IPE 300.
- Jarret IPE 300.
- Platine 610x 250 x20.

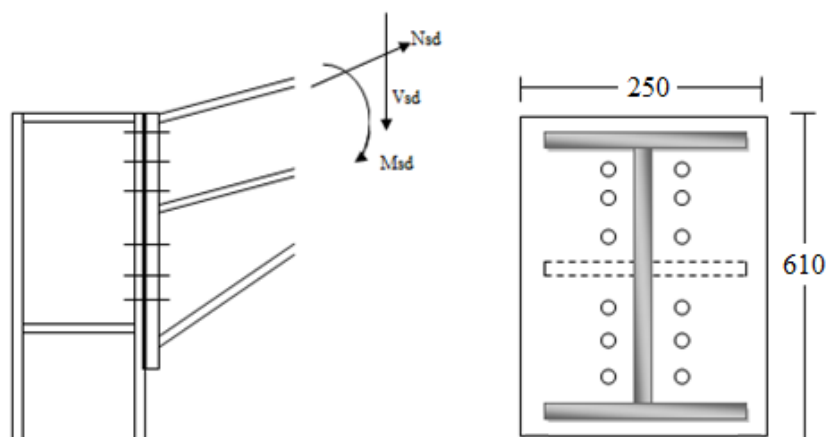


Fig. VII.2 : Détails d'assemblage

Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 10.7 \sqrt{\frac{150}{7.1}} = 49.18 \text{ mm}$$

$$d_1 = 544.65 \text{ mm} ; d_2 = 444.65 \text{ mm} ; d_3 = 344.65 \text{ mm};$$

$$d_4 = 244.65 \text{ mm} ; d_5 = 144.65 \text{ mm}$$

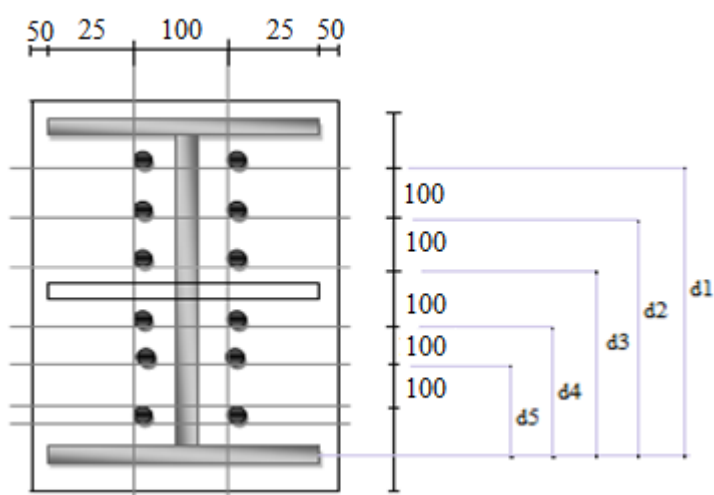


Fig. VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

2.1.1. 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_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

a- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

b- 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.

$$\sum d_i^2 = (144.65^2 + 244.65^2 + 344.65^2 + 444.65^2 + 544.65^2) = 693918.11 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 693918.11}{544.65} \times 10^{-3} = 437 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{y.sd} = 68.07 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 437 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2.1.2. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{41.34}{12} = 3.45 \text{ kN}$$

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.

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 3,45 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 41,16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2.1.3. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

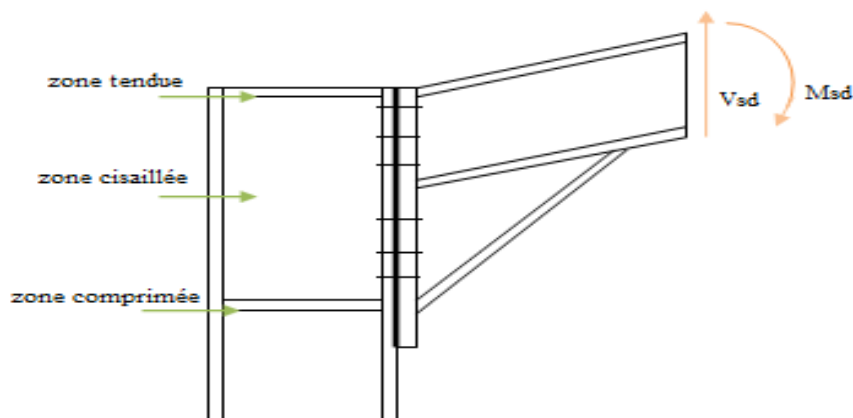


Fig. VII.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tendue.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

- $F_{t.Rd}$: Résistance de l'âme du poteau a la traction.
- $t_{wc} = 71mm$: Epaisseur de l'âme du poteau.
- $b_{eff}(p) = 100mm$: Entraxe rangées de boulons.
- $M_{sd} = 68.07kN.m$
- $t_f = 10.7$

$$F_{t.Rd} = 10 \times 0.71 \times \frac{23.5}{1.1} = 151.68kN$$

$$F_v = \frac{68.07}{0.579} = 117.56kN$$

$$F_v = 117.56kN < F_{t.Rd} = 151.68kN \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2.1.4. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée:

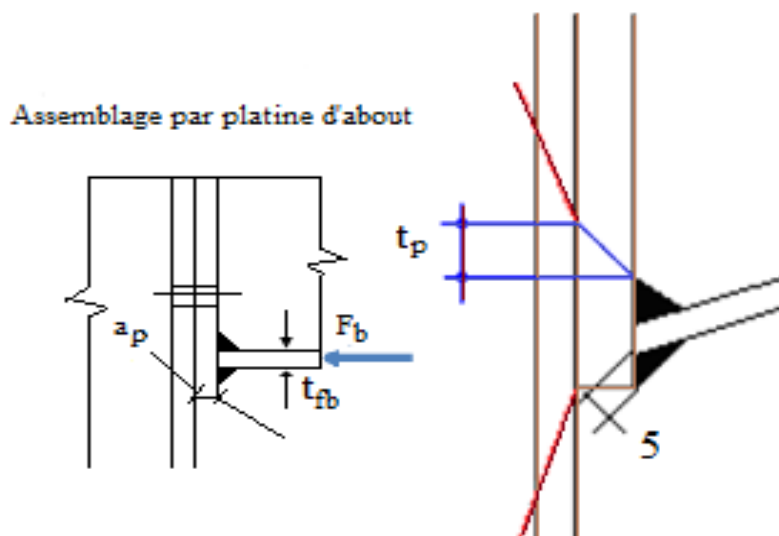


Fig. VII.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq F_{c.Rd}$$

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M_1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} : \begin{cases} \text{si } \sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y \Rightarrow k_c = 1 \\ \text{sinon } k_c = \frac{1,7 - \sigma_{c.sd}}{f_y} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} : \begin{cases} \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1 \\ \text{sinon } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} \end{cases}$$

Avec :

- $\sigma_{c.sd}$: Contrainte normal de compression dans l'âme du poteau du a l'effort de compression et au moment fléchissant.
- $\bar{\lambda}_p$: Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.
- $t_p = 20mm$: Epaisseur de la platine d'extrémité.
- $t_{fb} = 10.7mm$: Epaisseur de la semelle de la poutre.
- $t_{fc} = 10.7 mm$: Epaisseur de la semelle du poteau.
- $r_c = 15 mm$: Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.
- $a_p = 0,5 mm$: Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.
- $h = 300 mm$: Hauteur de la section du profilé.
- $t_{wc} = 7.1mm$: Epaisseur de l'âme du poteau.
- $d_{wc} = 248.6 mm$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{41.34}{53.8} + \frac{68.07 \times 15 \times 10^2}{8356} = 13 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 13 \text{ kN/cm}^2 < 0,7 f_y = 16,45 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow k_c = 1.0$$

$$b_{eff} = 10.7 + [2 \times 5.0\sqrt{2}] + [5(10.7 + 15)] + [2 \times 20] = 193.34 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{19.33 \times 24.86 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 0.71^2}} = 0,96 > 0.72$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,96 \geq 0,72 \Rightarrow \rho = \frac{0,96 - 0,2}{0,96^2} = 0,82$$

$$F_{c.Rd} = \frac{1.0 \times 0.71 \times 22.94 \times 0.71 \times 23,5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{19.33}{30}\right)^2\right)}} = 160.45 \text{ kN (compression)}$$

$$N_{sd} = \sum N_i \quad N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{68.07 \times 544.65 \times 10^{-3}}{693918.11 \times 10^{-6}} = 53.43 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{68.07 \times 444.65 \times 10^{-3}}{693918.11 \times 10^{-6}} = 43.62 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{68.07 \times 344.65 \times 10^{-3}}{693918.11 \times 10^{-6}} = 33.81 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{68.07 \times 244.65 \times 10^{-3}}{693918.11 \times 10^{-6}} = 24 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{68.07 \times 144.65 \times 10^{-3}}{693918.11 \times 10^{-6}} = 14.19 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 = 169.05$$

$$N_{sd} = 169.05 \text{ kN} > F_v = 117.56 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant ainsi on doit prévoir un raidisseur (épaisseur = 14mm) pour cette zone (voir la figure ci-dessous).

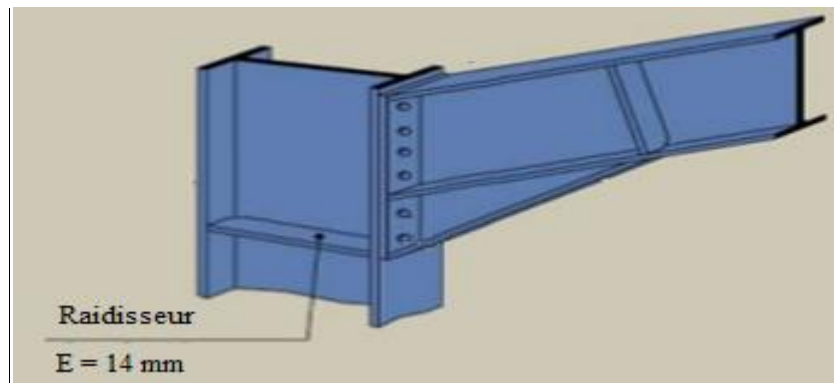


Fig. VII.6 : Raidisseur vis-à-vis de la compression

2.1.5. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée:

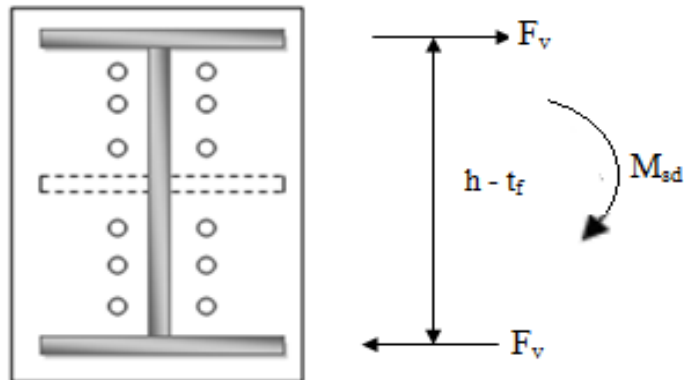


Fig. VII.7 : Résistance âme du poteau dans la zone cisillée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = \frac{0.58 f_y \cdot h \cdot t_w}{\gamma M_0} = \frac{0.58 \times 23.5 \times 30 \times 0.71}{1.1} = 263.93 \text{ kN}$$

$$F_v = 117.56 \text{ kN} < V_{rd} = 263.93 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

2.1.6. Vérification de la résistance de l'âme raidie du poteau :

Cette vérification n'est pas nécessaire car le raidisseur a une épaisseur égale à celle de la semelle de la traverse.

2.2. 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.

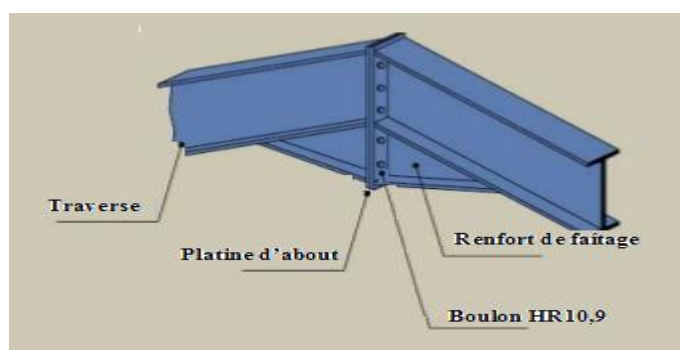


Fig VII.8 : Assemblage traverse-traverse.

Soit un assemblage constitué de 12 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement $\mu = 0,3$ Sachant que la traverse, le jarret ainsi que le traverse sont en IPE300, on va tacher de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

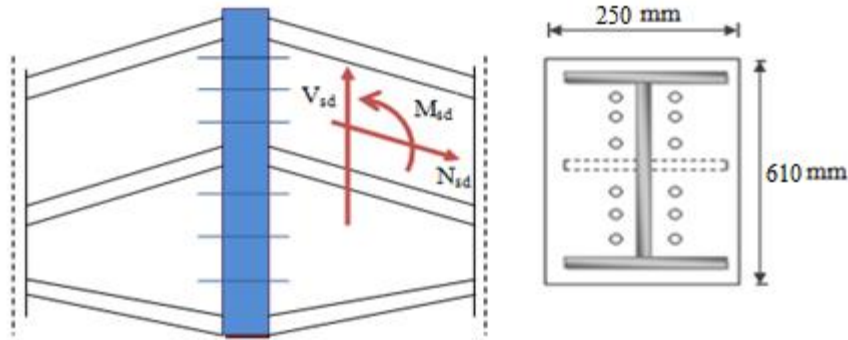


Fig VII.9 : Détails sur l'assemblage.

Platine 610 x 250 x 20
Boulons : HR 10,9

Bilan des efforts :

- $M_{sd} = 51.98 \text{ KN.m}$
- $V_{sd} = 39.21 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 17.55 \text{ KN}$

2.2.1. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{rd} = \frac{N1. \sum d_i^2}{d1} = \frac{n. F_p. \sum d_i^2}{d1}$$

$$F_p = 0.7 f_{ub}. A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ KN (un boulon)}$$

$A_s = 245 \text{ mm}^2$ (boulons de 20mm)

$$\sum d_i^2 = (544.65^2 + 444.65^2 + 344.65^2 + 244.65^2 + 144.65^2) = 693918.11 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 171.5 \times 693918.11}{544.65} \times 10^{-3} = 437 \text{ KN.m}$$

2.2.2. Vérification de la résistance de l'assemblage :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$M_{sd} = 51.12 \text{ KN} < M_{rd} = 437 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

2.2.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{39.21}{12} = 3.27 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$$

Avec :

- $k_s=1$: Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).
- $m=1$: Plan de frottement.
- $\mu=0,3$: 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

$$V_{rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 3.27 \text{ KN} \leq V_{rd} = 41.16 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

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.



Fig VII.10 : les fixations de poteaux

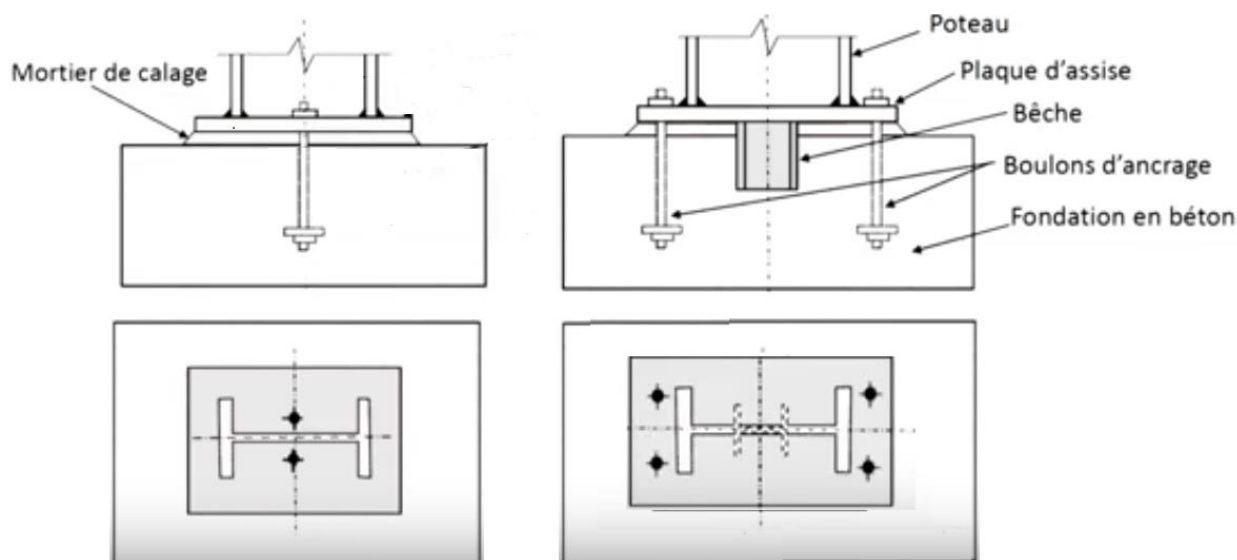


Fig VII.11 : Base de poteau

L'assemblage de base du poteau est 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 encastré ((comme le montre la figure suivante 04-11.), si le sol présente des caractéristiques fiables.

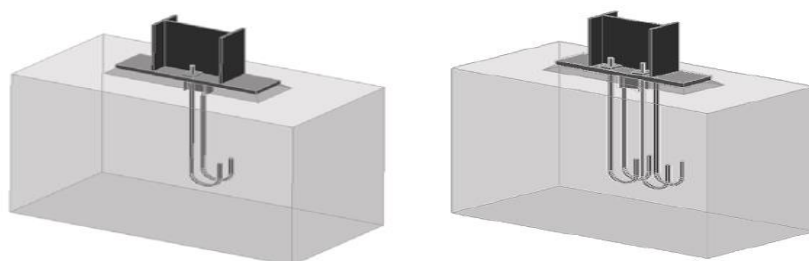


Fig VII.12 : Pieds de poteau articulés.

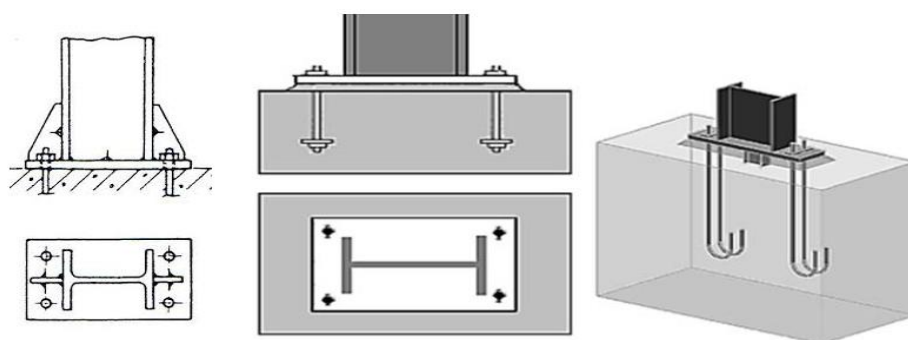


Fig VII.13 : Pieds de poteau encastrés.

Sachant le poteau est en IPE300, on va tacher de dimensionner la plaque d'assise (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- Charge axiale de compression : $N_{sd} = 11.45KN$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = 41.34kN$
- Effort de soulèvement : $N_{sd} = 35.19KN$
- Effort tranchant correspondant au soulèvement: $V_{z.sd} = 20.11KN$

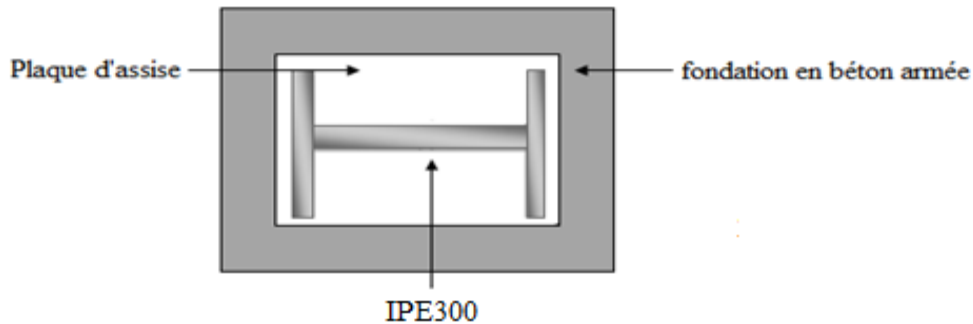


Fig VII.14 : Détails sur l'assemblage

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235N/mm^2$
- Fondation en béton de classe : C25/30. $f_{ck} = 25N/mm^2$.
- Coefficients de sécurité : acier : $\gamma_{M0} = 1.1$. $\gamma_{M2} = 1.25$.
Béton : $\gamma_c = 1.5$

3.1. Résistance du béton a la compression:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 25}{1.5} = 16.7N/mm^2$$

3.2. Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement:

- La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = 2/3$
- Du moment que les dimensions de la fondation sont inconnues, on admettra que :

$$\left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}} \right)^{0.5} = \alpha = 1.5$$

Ainsi la résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement sera :

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 1.5 \times \frac{2}{3} \times 16.67 = 16.67N/mm^2 = f_{cd}$$

3.3. Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right); A_{c0} = \frac{1}{300 \times 150} \left(\frac{11450}{16.67} \right)^2 = 10.48 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{11450}{16.67} = 686.86 \text{ mm}^2 \quad \text{On prend la valeur la plus grande de } A_{c0}$$

3.4. Choix du type de la plaque d'assise :

On a :

$$A_{c0} = 686.86 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 300 \times 150 = 42750 \text{ mm}^2$$

Ce qui implique qu'une plaque a projection courte sera satisfaisant ; ces dimensions seront prises comme suit :

$$bp > b_{fc} + 2t_{fc} = 150 + 2 \times 10.7 = 171.4 \text{ mm}$$

$$hp > h_c + 2t_{fc} = 300 + 2 \times 10.7 = 321.4 \text{ mm}$$

$$bp = 180 \text{ mm}$$

$$hp = 330 \text{ mm}$$

Ce qui donne :

$$A_{c0} = bp \times hp = 180 \times 300 = 54000 \text{ mm}^2 > A_{c0} = 1051 \text{ mm}^2$$

3.4.1. 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 :

$$\text{➤ } A = +2$$

$$\text{➤ } B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(150 - 7.1 + 300) = -442.9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } C &= \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - [(2b_{fc} \cdot t_{fc}) + (4t_{fc}^2) + (0.5h_c \cdot t_{wc}) - (t_{fc} \cdot t_{wc})] \\ &= \frac{(0.5 \times 11450)}{16.67} - [(2 \times 150 \times 10.7) + (4 \times 10.7^2) + (0.5 \times 300 \times 7.1) - (10.7 \times 7.1)] \\ &= -4465.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$c = \frac{442.9 - \sqrt{(442.9)^2 - 4 \times 2 \times (-4465.5)}}{2 \times 2} = -9.66 \text{ mm}$$

Remarque : 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 : $t = 20\text{mm}$

➤ $t = 20\text{ mm}$: Epaisseur de la Plaque d'assise.

➤ $\beta_c = 15\text{mm}$: Débord de la plaque d'assise pour un assemblage articulé.

$$c = t \left(\frac{f_y}{3 f_{jd} \cdot \gamma_{M_0}} \right)^{0,5} = 20 \left(\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 41.34\text{mm}$$

$$\frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = \frac{(300 - 2 \times 10.7)}{2} = 139.3\text{mm}$$

$$C = 41.34\text{mm} < \frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = 139.3\text{mm}$$

Il y'a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

$C < \beta_c \dots \dots$ Plaque a projection courte.

Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est à projection courte :

$$A_{eff} = [2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc})] + [(h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$A_{eff} = [2(150 + 2 \times 15)(41.34 + 15 + 10.7)] + [(300 - 2 \times 41.34 - 2 \times 10.7)(2 \times 41.34 + 7.1)] = 41724\text{ mm}^2$$

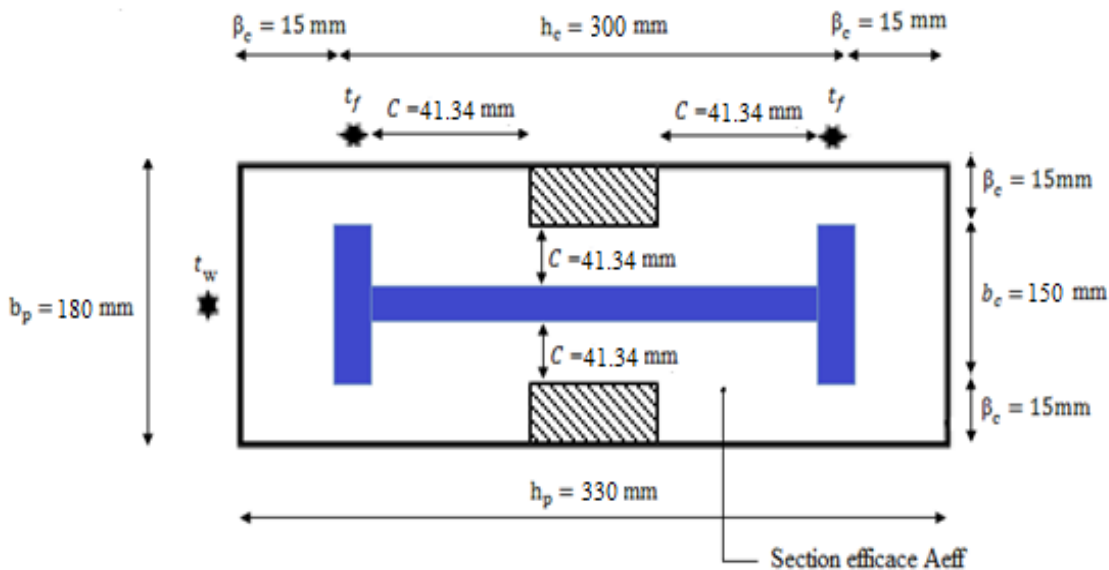


Fig. VII.15 : Dimensions de la plaque d'assise.

• **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 :

➤ $A_{eff} = 41724 \text{ mm}^2$: Section efficace.

➤ $f_{jd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$: Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 41724 \times 16,67 \times 10^{-3} = 695.54 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 11.45 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 695.54 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.4.2. 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} :**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \gamma_{M_0}} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1,1} \times 10^{-3} = 14.24 \text{ kN} \cdot \text{mm} / \text{mm}$$

• **Calcul du moment de flexion M_{sd} :**

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{41.34^2}{2}\right) \times 11.45}{41724} = 0.23 \text{ N} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$M_{sd} = 0,23 \text{ kN} \cdot \text{mm} / \text{mm} \leq M_{Rd} = 14.24 \text{ kN} \cdot \text{mm} / \text{mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.4.3. 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 :

➤ $N_{sd} = 11.45 \text{ kN}$: 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.

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = 0,2 \times 11.45 = 2.29kN$$

$$V_{z.sd} = 41.34kN$$

$$V_{sd} = 41.34kN > F_{v.Rd} = 2.29kN \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

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.

3.5. 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.

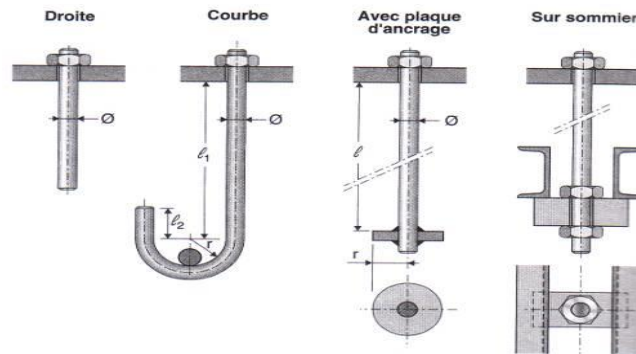


Fig VII.16 : Types de tiges d'ancrage.

Soit deux tiges d'ancrage M20 de classe 4,6 (de forme courbe)

- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2 \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$

3.5.1. Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \cdot F_{vb.Rd}$$

$$F_{f.Rd} = 0,2N_{sd} = 0,2 \times 11.45 = 2.29kN$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 28,85 \text{ kN}$$

Avec :

➤ $F_{f.Rd} = 2.29 \text{ kN}$: 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.

$$F_{v.Rd} = 2.29 + (2 \times 28,85) = 60 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 41.34 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 41.34 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 60 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.5.2. Dimensionnement des bêtes de cisaillement :

Pour plus de sécurité on prévoit des bêtes de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages en cas de force majeure générant un grand effort de cisaillement comme le séisme par exemple.

➤ Hauteur de la bête : $h_{bête} \leq 0,4h_c \Rightarrow h_{bête} = 100 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$

➤ Profondeur efficace :

$$60 \text{ mm} \leq l_{eff} \leq 1,5 h_{bête} \Rightarrow 60 \text{ mm} \leq l_{eff} = 100 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm}$$

➤ Élancement maximal des ailes : $\frac{b_{bête}}{t_{bête}} = 10 \leq 20$

On part sur un IPE 100 rempli les conditions

➤ Profondeur totale : $d_0 = 100 \text{ mm}$

➤ Longueur efficace : $l_{eff} = 100 - 15 = 85 \text{ mm}$

$\Rightarrow$ Une bête en IPE100 sera retenue

3.5.3. Résistance des tiges d'ancrage a l'effort de soulèvement :

Dans le cas où 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.

3.5.4. Résistance des tiges d'ancrage :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{v.Rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 246}{1,25} = 70,6 \text{ kN}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{v.Rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t.Rd}} = \frac{\frac{20.11}{2}}{28.85} + \frac{\frac{35.19}{2}}{70,6} = 0,6 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.5.5. Vérification de la tige d'ancrage a l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrage :

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc.Rd}$$

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd}$$

Avec :

- $F_{anc.Rd}$: Résistance d'ancrage en traction.

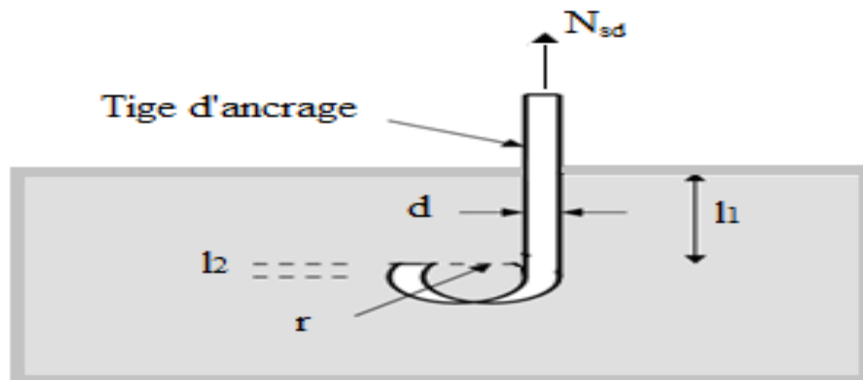


Fig. VII.17 : Tige d'ancrage.

- $r = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$
- $l_1 = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$
- $l_2 = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 400 + (6,4 \times 60) + (3,5 \times 40) = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM [1]

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

- f_{ub} : Résistance ultime du boulon d'ancrage.
- f_{bd} : Contrainte d'adhérence de calcul.
- d : Diamètre du boulon d'ancrage.

- Fondation en béton de classe C_{25} : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Béton : $\gamma_c = 1,5$.

- **Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :**

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

- **La longueur totale de la tige requise :**

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0,144 \times 20 \times \frac{400}{1,2} = 960 \text{ mm}$$

- **Calcul de la résistance d'ancrage en traction $F_{anc.Rd}$:**

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1,2 = 72,4 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{35,19}{2} = 17,6 \text{ KN} < F_{anc.rd} = 72,4 \text{ KN} \dots \dots \dots OK$$

Pas d'effort de soulèvement vérifiée

4. Conclusion :

Bien que normalement le pied soit de type articulé, on va prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons sécuritaire car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

Chapitre VIII :

Etude des fondations

1-Introduction :

On appelle fondation la base de l'ouvrage que se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

2. Le rôle des fondations

Le rôle des fondations est de répartir les charges de la construction dans le sol naturel. Elles représentent l'assise stable et le socle d'un bâtiment.

Il existe deux types de fondations :

- Les fondations superficielles : longrines entre poteaux, semelles filantes ou radier, etc. Ce type de fondations descendent communément à des profondeurs entre 50 cm et 1 m sous la surface du sol naturel... mais parfois beaucoup plus, en cas de sols « à problèmes », nécessitant ce qu'on appelle des fondations spéciales. Elles doivent également être suffisamment profondes pour être à l'abri du gel.
- Les fondations profondes : pilotis, pieux battues, puits de fondations, etc. Elles ont pour fonction de reporter la charge des constructions vers un sous-sol dur profond, ou vers un sol moins sensible à des variations de plasticité.

3.Choix des fondations :

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

- ✓ -Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
- ✓ -La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ -La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- ✓ La qualité du sol de fondation.

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

- ✓ -La superstructure et ces charges.

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

4. Fondation de la structure :

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

5. Étude des semelles :

Sous l'effort vers le bas (L'ELU) :

a-dimensionnement de la semelle :

La platine est soumise aux sollicitations les plus défavorables qui sont :

$$N_{sd} = 11.45\text{kN}$$

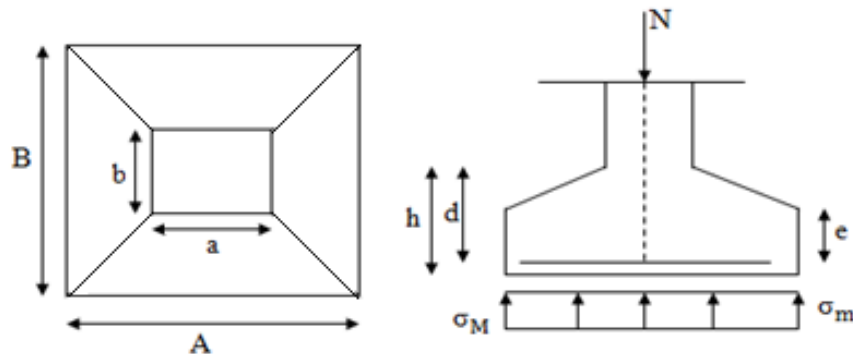


Fig VIII.1 : la semelle d'un poteau.

Charges à prendre en considération :

- Sous l'effort vers le bas:

a. Dimensionnement de la semelle :

Détermination de A et B:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

On a : b=150mm et a=300mm

B>680mm

A>650mm

Nous allons opter pour une semelle carre de dimensions (600×600) mm²

b. Déterminations de d et h :

$h = d + 50 \text{ mm}$

$$\frac{B - b}{4} < d < A - a$$

$$\frac{600 - 150}{4} < d < 600 - 300$$

$$112.5 < d < 300$$

Nous allons prendre d =200 mm

h= 200 +50 =250 mm

6. calcul du ferrailage :

Effort	ELU	ELS
N _{sd} [KN]	1145	686.57

Tableau VIII.1 :Valeurs de l'effort normal

à l'ELU

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_u}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{1145 \times 10^3 \times (600 - 300)}{8 \times 250 \times 348}$$

$$A_u = 493.53 \text{ mm}^2$$

à l'ELS

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

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 266.6 \text{ MPa}$$

n: coefficient de fissuration = 1,6

$$A_s = \frac{686.57 \times 10^3 \times (600 - 300)}{8 \times 250 \times 266.6} = 386.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3.86 \text{ cm}^2 \quad \text{en prendre} \quad A_s = 5 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s < A_u$

6.1. Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

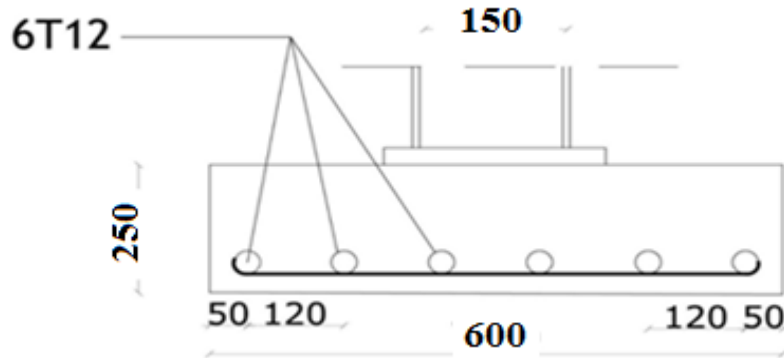
$$A_s = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 0.23 \times \frac{150 \times 250 \times 2.1}{400}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_s = 45.28 \text{ mm}^2 = 0.45 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **6T12** (6.78 cm²)



FigVIII.2 : Ferrailage des semelles isolées

-Calcul des longrines :

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

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du

béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

-Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA2003, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale

des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

-Calcul du ferrailage :

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

$$F = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20KN\right)$$

Avec :

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

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols

S3

- **L'ELU :**

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{1145}{12} = 95.42 \text{ KN}$$

- **L'ELS :**

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{686.57}{12} = 57.21 \text{ KN}$$

$$F = \{95.42KN; 57.21KN; 20KN\} = 95.42KN$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{95.42 \times 10^{-3}}{348} = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{95.42 \times 10^{-3}}{266.6} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Le RPA2003 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

• **Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

$$\begin{cases} A_{st} = 6.78 \text{ cm} \\ A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

→ Condition Vérifiée

• **Calcul d'armatures transversales :**

$$\varphi t \leq \min(h/35 ; \varphi_{min} ; b/10) \Rightarrow \varphi t \leq \min(8.5 ; 10 ; 25) = 8.5$$

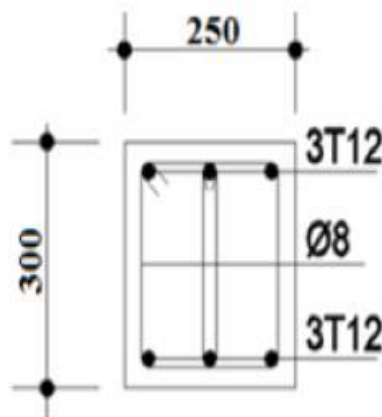
Alors on prend : $\varphi t = 8\text{mm}$

V-3-Calcul d'espacement des cadres :

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

$$St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi t) \rightarrow St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi t) \Rightarrow St \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement $St = 10 \text{ cm}$



FigVIII.3 :Ferrailage de longrine

Conclusion générale

Le plus grand intérêt de ce projet c'est qu'il nous a permis d'appliquer des grandes parties des études théoriques qu'on a étudiées pendant notre cursus d'ingénieur Génie civil à l'université MOULOUD MAMMERI.

En effet, on a eu l'expérience de bien appliqué la théorie au pratique.

En plus il nous a donné l'avantage d'approfondir nos connaissances en ce qui concerne les codes de construction appliqués en vigueur dans le domaine de la construction métallique.

Annexes

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a_0

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9986	0,9973	0,9959	0,9945	0,9931	0,9917	0,9903	0,9889	0,9874
0,3	0,9859	0,9845	0,9829	0,9814	0,9799	0,9783	0,9767	0,9751	0,9735	0,9718
0,4	0,9701	0,9684	0,9667	0,9649	0,9631	0,9612	0,9593	0,9574	0,9554	0,9534
0,5	0,9513	0,9492	0,9470	0,9448	0,9425	0,9402	0,9378	0,9354	0,9328	0,9302
0,6	0,9276	0,9248	0,9220	0,9191	0,9161	0,9130	0,9099	0,9066	0,9032	0,8997
0,7	0,8961	0,8924	0,8886	0,8847	0,8806	0,8764	0,8721	0,8676	0,8630	0,8582
0,8	0,8533	0,8483	0,8431	0,8377	0,8322	0,8266	0,8208	0,8148	0,8087	0,8025
0,9	0,7961	0,7895	0,7828	0,7760	0,7691	0,7620	0,7549	0,7476	0,7403	0,7329
1,0	0,7253	0,7178	0,7101	0,7025	0,6948	0,6870	0,6793	0,6715	0,6637	0,6560
1,1	0,6482	0,6405	0,6329	0,6252	0,6176	0,6101	0,6026	0,5951	0,5877	0,5804
1,2	0,5732	0,5660	0,5590	0,5520	0,5450	0,5382	0,5314	0,5248	0,5182	0,5117
1,3	0,5053	0,4990	0,4927	0,4866	0,4806	0,4746	0,4687	0,4629	0,4572	0,4516
1,4	0,4461	0,4407	0,4353	0,4300	0,4248	0,4197	0,4147	0,4097	0,4049	0,4001
1,5	0,3953	0,3907	0,3861	0,3816	0,3772	0,3728	0,3685	0,3643	0,3601	0,3560
1,6	0,3520	0,3480	0,3441	0,3403	0,3365	0,3328	0,3291	0,3255	0,3219	0,3184
1,7	0,3150	0,3116	0,3083	0,3050	0,3017	0,2985	0,2954	0,2923	0,2892	0,2862
1,8	0,2833	0,2804	0,2775	0,2746	0,2719	0,2691	0,2664	0,2637	0,2611	0,2585
1,9	0,2559	0,2534	0,2509	0,2485	0,2461	0,2437	0,2414	0,2390	0,2368	0,2345
2,0	0,2323	0,2301	0,2280	0,2258	0,2237	0,2217	0,2196	0,2176	0,2156	0,2136
2,1	0,2117	0,2098	0,2079	0,2061	0,2042	0,2024	0,2006	0,1989	0,1971	0,1954
2,2	0,1937	0,1920	0,1904	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1824	0,1809	0,1794
2,3	0,1779	0,1764	0,1749	0,1735	0,1721	0,1707	0,1693	0,1679	0,1665	0,1652
2,4	0,1639	0,1626	0,1613	0,1600	0,1587	0,1575	0,1563	0,1550	0,1538	0,1526
2,5	0,1515	0,1503	0,1491	0,1480	0,1469	0,1458	0,1447	0,1436	0,1425	0,1414
2,6	0,1404	0,1394	0,1383	0,1373	0,1363	0,1353	0,1343	0,1333	0,1324	0,1314
2,7	0,1305	0,1296	0,1286	0,1277	0,1268	0,1259	0,1250	0,1242	0,1233	0,1224
2,8	0,1216	0,1207	0,1199	0,1191	0,1183	0,1175	0,1167	0,1159	0,1151	0,1143
2,9	0,1136	0,1128	0,1120	0,1113	0,1106	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070
3,0	0,1063	0,1056	0,1049	0,1043	0,1036	0,1029	0,1023	0,1016	0,1010	0,1003

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe b

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe c

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

Bibliographie

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/VERSION 2003 ».
Éditions : *ISBN, Alger, 2004.*
- DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».
Éditions : *ISBN,*
- BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- EUROCODE 3 : (calcul des structures métalliques).
- EUROCODE 4 :(calcul des structures mixtes).
- Calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3
Auteur : DAHMANI Lahlou.
Éditions : office des publications universitaires ; 10-2012
- Manuel de construction métallique afnor.
Auteur : Jean-Pierre Muzeau.
Éditions : afnor ; Eyrolles
- Données technique de l'acier .
Éditions : Long Carbon Acier Arcelor Mittal.