

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de génie civil



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'étude



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

En vue de l'obtention du diplôme master en génie civil

Option : Construction métallique

Thème

Etude d'un hangar à quatre versants avec deux ponts roulants de différentes caractéristiques

Présenté par :

M^r : OUMBICHE Ziad

M^{elle} : ZAICHI Hanane

Jury :

M^r : REMDANI

M^r : ATTAL

Encadré par :

M^r : GUECHAR.L

Promotion : juin 2016

Remerciements



Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

A notre promoteur Mr GUECHARI pour sa disponibilité et sa précieuse collaboration.

A Mr BECHËUR qui nous a soutenus le long de notre formation.

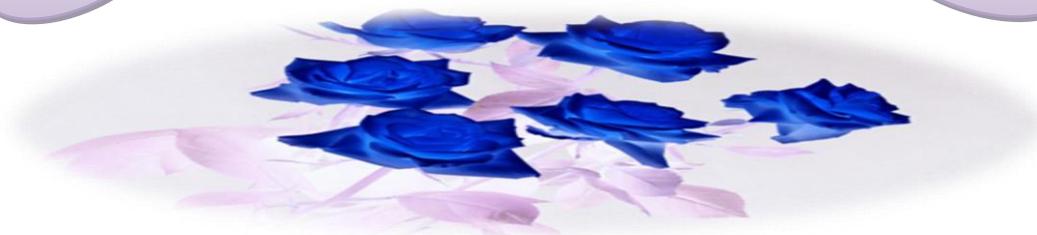
Aux membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de juger ce mémoire.

Ziad

Hanane



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*À mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu tout
au long de mon parcours scolaire, que dieu les garde et les
protège,*

*À mes deux sœurs Rahima et Nadira et mon frère Razik qui
sont toujours présente pour moi,*

À toutes mes cousins et mes cousines et toute la famille

OUMBICHE,

À mon binôme et amie Hanane,

À toute sa famille qui sont tous adorables,

À la promo CM 2015-2016,

À tous mes enseignants du primaire jusqu'à ce jour,

À tous les amis que j'ai connus de près ou de loin,

À toutes les personnes qui ont croisés mon chemin.

Ziad

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*À mes très chers parents qui nous ont donné l'éducation avant
le savoir et qui nous ont soutenus dans toutes nos décisions,*

À ma grande sœur Nacera qui me rendent le sourire,

*À mon frère Hakim et sa femme Farida et leurs enfants Alicia
et Yousef,*

À mon frère Nassim et sa fiancée Samira,

À tous mes cousins et mes cousines et à toute la famille

ZAICHI,

À toutes mes tantes et mes oncles,

À tous les amis que j'ai connus de près ou de loin,

À mon binôme et amie Ziad,

À toute sa famille qui sont tous adorables,

À la promo CM 2015-2016,

À tous mes enseignants du primaire jusqu'à ce jour,

À toutes les personnes qui ont croisés mon chemin.

Hanane

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage	02
Chapitre 2 : Evaluation et calcul des charges	07
Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments secondaires	31
Chapitre 4 : Etude et dimensionnement de système de contreventement	62
Chapitre 5 : Etude et dimensionnement du chemin de roulement	73
Chapitre 6 : Pré-dimensionnement des éléments porteurs	97
Chapitre 7 : Etude sismique et vérification des éléments	102
Chapitre 8 : Calcul des assemblages	121
Chapitre 9 : Etude de l'infrastructure	146
Chapitre 10 : Vérification de la stabilité d'ensemble	160
Conclusion générale	166

Liste des tableaux

Tableau2.1. Charge de la neige sur le sol dans chaque zone	08
Tableau2.2. Les valeurs de la pression dynamique	11
Tableau2.3. Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1	12
Tableau2.4. Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens V1	12
Tableau2.5. Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V1	14
Tableau2.6. Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1	15
Tableau2.7. Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi}= 0$	16
Tableau2.8. Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi}= 0$	17
Tableau2.9. Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi}= -0.324$	18
Tableau2.10. Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi}= -0.324$	19
Tableau2.11. Les valeurs maximales des pressions sur la structure dans le sens V1	20
Tableau2.12. Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2	21
Tableau2.13. Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens V2	22
Tableau2.14. Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2	23
Tableau2.15. Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2	24
Tableau2.16. Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi}= -0.356$	25
Tableau2.17. Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi}= -0.356$	26
Tableau2.18. Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi}= +0.8$	27
Tableau2.19. Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi}= +0.8$	28
Tableau2.20. Les valeurs maximales des pressions sur la structure dans le sens V2	29
Tableau3.1. Les portées maximales en fonction des charges pour deux travées	32
Tableau3.2. Les caractéristiques du profilé IPE140	35
Tableau3.3. Les caractéristiques du profilé IPE160	40
Tableau3.4. Les caractéristiques du profilé UAP150	45
Tableau3.5. Les résultats de calcul des sollicitations pour l'UAP150	46
Tableau3.6. Les caractéristiques du profilé UAP200	49
Tableau3.7. Les caractéristiques du profilé UAP130	50
Tableau3.8. Les résultats de calcul des sollicitations pour l'UAP130	51
Tableau3.9. Les caractéristiques du profilé IPE400	58

Tableau4.1. Les valeurs des forces horizontales	64
Tableau4.2. Les sollicitations et les coefficients de calcul pour un HEB160	68
Tableau4.3. Valeurs des efforts dans les barres	71
Tableau5.1. Les caractéristiques moyennes de chaque pont roulant	73
Tableau5.2. Les caractéristiques des rails choisis	73
Tableau5.3. Les valeurs et les cas d'application des coefficients dynamiques	75
Tableau5.4. Valeur de β_2 et $\varphi_{2, \min}$ en fonction de la classe de levage	76
Tableau5.5. Les résultats de calcul des charges verticales	76
Tableau5.6. Les résultats de calcul des charges horizontales longitudinales	77
Tableau5.7. Les résultats de calcul des charges horizontales transversales	78
Tableau5.8. Les résultats de calcul des charges produites par le mouvement de chariot	78
Tableau5.9. Les résultats de calcul des charges dues à la marche en crabe	80
Tableau5.10. Les caractéristiques des profils HEB300 ET HEB340	81
Tableau5.11. Vérification de la flèche de PR1 et PR2	81
Tableau5.12. Vérification de la flèche de PR2	81
Tableau5.13. Les caractéristiques de profil HEB360	81
Tableau5.14. Les résultats de calcul des sollicitations	84
Tableau5.15. Les résultats de la vérification à la fatigue	92
Tableau5.16. Les caractéristiques des profils IPE300 et IPE360	95
Tableau6.1. Récapitulation des valeurs des réactions d'appuis et le moment au point B	101
Tableau7.1. Valeurs des pénalités P_q	104
Tableau7.2. Calcul de poids propre de la structure	105
Tableau7.3. Pourcentage de participation de masse	107
Tableau7.4. Combinaisons de calcul	110
Tableau7.5. Vérification de l'effort tranchant à la base	110
Tableau7.6. Déplacement maximal en situation durable	111
Tableau7.7. Déplacement relatif des niveaux	111
Tableau7.8. Effet $P - \Delta$ suivant $x-x'$	112
Tableau7.9. Effet $P - \Delta$ suivant $y-y'$	112
Tableau7.10. Les caractéristiques de profilé IPE550	113
Tableau7.11. Vérification de (IPE550) avec logiciel robot	115
Tableau7.12. Les caractéristiques de profilé IPE600	116

Tableau7.13. Vérification de (IPE600) avec logiciel Robot	119
Tableau7.14. Vérification de(CAE80X8) avec logiciel Robot	119
Tableau7.15. Vérification de (2CAE80X8) avec logiciel Robot	120
Tableau9.1. Les sollicitations à la base de poteau IPE600	146
Tableau9.2. Les sollicitation à la base de la semelle de poteau IPE600	148
Tableau9.3. Vérification des contraintes de sol	149
Tableau9.4. Le ferrailage choisis pour la semelle au dessous de poteau	153
Tableau9.5. Le ferrailage choisis pour la semelle au dessous de potelet	155
Tableau10.1. Les valeurs de M_{st}	160
Tableau10.2. Les forces de vent dans le sens V1 avec $C_{pi} = 0$	161
Tableau10.3. Les forces de vent dans le sens V1 avec $C_{pi} = -0.324$	162
Tableau10.4. Les forces de vent dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.356$	163
Tableau10.5. Les forces de vent dans le sens V2 avec $C_{pi} = 0.8$	164
Tableau10.6. Les réactions à la base due aux effets sismique	165
Tableau10.7. Les résultats de la vérification dans les deux sens x-x' et y-y'	165

Liste des figures

Figure1.1. Vue en 3D	02
Figure1.2. Vue de pignon	03
Figure1.3. Vue de long pan	03
Figure1.4. Vue en plan	03
Figure1.5. panneau sandwich de type TL75	05
Figure1.6. panneau sandwich de parois verticales	06
Figure2.1. Schéma statique des charges d'entretiens sur les pannes	07
Figure2.2. Répartition des charges de la neige sur la toiture	09
Figure2.3. Les directions principales de vent	09
Figure2.4. Légende pour les parois verticales	12
Figure2.5. Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens V1	13
Figure2.6. Légende pour la toiture à versants multiples	13
Figure2.7. Répartition des zones de vent sur la toiture	14
Figure2.8. Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1	15
Figure2.9. Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi}= 0$	17
Figure2.10. Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi}= 0$	18
Figure2.11. Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi}=-0.324$	19
Figure2.12. Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi}= -0.324$	20
Figure2.13. Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens V2	22
Figure2.14. Légende pour les toitures à un versant	23
Figure2.15. Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2	24
Figure2.16. Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi}= -0.356$	26
Figure2.17. Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi}= -0.356$	27
Figure2.18. Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi}= +0.8$	28
Figure2.19. Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi}= +0.8$	29
Figure3.1. Schéma statique de la panne dans le cas de sens V2	31
Figure3.2. Schéma statique de la panne sous la charge équivalente	32
Figure3.3. Position des pannes sur le versant et les charges supportées	33
Figure3.4. Schéma statique de la panne	35

Figure3.5. La disposition des liernes sur les pannes	40
Figure3.6. Schéma statique de l'échantignolle	42
Figure3.7. Disposition des lisses de bardage en long pan	44
Figure3.8. Schéma statique de la lisse de bardage en long pan	45
Figure3.9. Disposition des lisses de bardage en pignon	49
Figure3.10. Schéma statique de la lisse de bardage en pignon	50
Figure3.11. La disposition des suspentes sur les lisses de bardage en long pan	54
Figure3.12. La disposition des suspentes sur les lisses de bardage en pignon	55
Figure3.13. Vue des potelets en partie de pignon	57
Figure3.14. Schéma statique de la poutre porteuse de potelet intermédiaire	61
Figure4.1. La vue en plan de la poutre au vent	62
Figure4.2. Schéma statique de la poutre au vent de pignon	62
Figure4.3. Les surface d'application des efforts horizontaux	63
Figure4.4. Schéma statique d'une partie de la poutre au vent	64
Figure4.5. Schéma statique des efforts sur les montants	66
Figure4.6. Schéma statique de la poutre sablière	68
Figure4.7. Schéma statique de la palée de stabilité	71
Figure5.1. Position de l'appareil de levage en charge	74
Figure5.2. Position de l'appareil de levage à vide	74
Figure5.3. La position des charges qui due au mouvement de pont en translation	76
Figure5.4. La position des charges qui due au mouvement de chariot en direction	78
Figure5.5. La position des charges résultantes de la marche en crabe	79
Figure5.6. Schéma de moment au tour de l'axe y	82
Figure5.7. Schéma de moment au tour de l'axe z	82
Figure5.8. Schéma de moment de torsion	83
Figure5.9. Schéma de l'effort tranchant suivant l'axe y	83
Figure5.10. Schéma de l'effort tranchant suivant l'axe z	84
Figure5.11. Schéma statique de corbeau	93
Figure6.1. Schéma statique de portique sous G	98
Figure6.2. Schéma statique de portique sous S_n	98
Figure6.3. Schéma statique de portique sous W	99
Figure6.4. Schéma statique de portique sous P	100

Figure7.1. Schéma de spectre de réponse	107
Figure7.2. Mode de déformation (1)	108
Figure7.3. Mode de déformation (2)	108
Figure7.4. Mode de déformation (3)	109
Figure7.5. La traverse la plus sollicitée	112
Figure7.6. Le poteau le plus sollicité	116
Figure7.7. La diagonale de la poutre au vent la plus sollicitée	119
Figure7.8. La diagonale de la palée de stabilité la plus sollicitée	120
Figure8.1. Assemblage gousset diagonale (poutre au vent)	122
Figure8.2. Assemblage gousset diagonale et traverse	123
Figure8.3. Assemblage de la croix de Saint-André (poutre au vent)	124
Figure8.4. Assemblage gousset diagonale (palée de stabilité)	125
Figure8.5. Assemblage de la croix de Saint-André (palée de stabilité)	127
Figure8.6. Assemblage poutre-poutre	127
Figure8.7. Assemblage poteau-poutre sablière	130
Figure8.8. Assemblage poteau-corbeau de PR1	132
Figure8.9. Assemblage poteau-corbeau de PR2	134
Figure8.10. Assemblage poteau-traverse	135
Figure8.11. Assemblage de la clé de faitage	138
Figure8.12. La tige d'encrage de pied de poteau	140
Figure8.13. La disposition constructive des tiges et les lignes de pliages	140
Figure8.14. Diagramme de moment de renversement (pliage selon la ligne 1-1)	142
Figure8.15. Diagramme de moment de renversement (pliage selon la ligne 2-2)	143
Figure8.16. Diagramme de moment de renversement (pliage selon la ligne 3-3)	143
Figure8.17. La disposition constructive des tiges de potelet	144
Figure9.1. Les dimensions de la semelle sous poteau	147
Figure9.2. Le schéma de ferrailage de la semelle au dessous de poteau	153
Figure9.3. Le schéma de ferrailage de la semelle au dessous de potelet	155
Figure9.4. Le schéma de ferrailage des longrines	157
Figure9.5. La section de fût à ferrailer	157
Figure9.6. Le schéma de ferrailage de fût	159
Figure9.7. La coupe verticale de fût et longrine.....	159

Figure10.1. Résultante totale des pressions agissant sur la structure dans le sens V1	161
Figure10.2. Les pressions agissant sur la structure dans le sens V1	162
Figure10.3. Résultante totale des pressions agissant sur la structure dans le sens V2	163
Figure10.4. Les pressions agissant sur la structure dans le sens V2	164

Notations et symboles

I)- Sollicitations, contraintes et déformations :

E : Module de Young

G : Module de cisaillement

ν : Coefficient de poisson

M_{sd} : Moment sollicitant

M_{rd} : Moment résistant

M_{cr} : Moment critique

M_{pl} : Moment plastique

M_{el} : Moment élastique

N_{sd} : Effort normal sollicitant

N_{rd} : Effort normal résistant

N_{pl} : Effort normal plastique

N_u : Effort normal ultime

V_{sd} : Effort tranchant sollicitant

V_{rd} : Effort tranchant résistant

V_{pl} : Effort tranchant plastique

F_p : Force de serrage

F_{ub} : La résistance à la traction

F_{yb} : La limite d'élasticité

f_y : La limite d'élasticité

f_u : La contrainte de rupture

f : La flèche d'une poutre

\bar{f} : La flèche admissible

σ : Contrainte normale

τ : Contrainte tangentielle

ϵ_u : La déformation ultime de rupture.

ϵ_y : La déformation élastique.

II)- Caractéristique géométrique :

A : La section d'un élément

A_{net} : La section nette d'un élément

A_v : La section réduite

A_s : La section d'armature

a : La gorge d'un cordon de soudure

b : Larguer d'un élément

e: Excentrement, épaisseur

H : Hauteur d'un élément

h : Hauteur d'un élément

I : Moment d'inertie

i : Rayon de giration

L: Longueur, portée

L_{cr} : Longueur critique

l_k : Longueur de flambement

t : Epaisseur

t_f : Epaisseur de la semelle d'un profilé

t_w : Epaisseur de l'âme d'un profilé

φ : Diamètre d'une section circulaire

ρ : La masse volumique

III)- Coefficient et grandeurs sans dimensions :

n : Nombre de boulons

p : Nombre de plans de contact

C_p : Coefficient de pression

K : Coefficient de flambement

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent

λ : Élancement de l'élément

λ_{cr} : Élancement critique

λ_{LT} : Élancement réduit pour le déversement

μ : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact

χ : Coefficient de réduction de flambement

α : Angle d'inclinaison

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement

γ : Le coefficient de sécurité

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif a une armature

IV)- Les chargements :

G : Chargement permanente, poids propre

Q : Charge d'exploitation, entretien

S : Charge de la neige

W : Charge de vent

P : Charge de pont roulant

Q_r : Charge verticale de pont roulant

H_T : Charge horizontale transversale de pont roulant

H_L : Charge horizontale longitudinale de pont roulant

Introduction générale

Le fer, particulièrement l'acier ne trouvera pas immédiatement ses lettres de noblesse, car ce dernier est longtemps utilisé dans la construction de manière marginale, avant les développements et progrès de la métallurgie, liés à la révolution industrielle. La construction fait alors un usage intensif des produits présents dans le catalogue des fonderies.

De la, le métal commence à être utilisé dans la construction des grands ouvrages et les bâtiments industriels de grande portée, Cela est parmi les grands avantages des constructions en acier à savoir : la fiabilité et la capacité portante assez remarquable assurée par les propriétés mécaniques homogènes de l'acier.

Le principe de ce présent travail est l'étude d'un hangar à usage d'entretien et de réparation constitué de quatre versants et contient deux ponts roulants de différentes capacités de levage.

L'étude et le pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements techniques de calcul et de conception.

Le manuscrit est composé de dix chapitres, repartis en trois grands axes, le premier est le pré-dimensionnement de tous les éléments principaux et secondaires, le deuxième consiste au dimensionnement de ces derniers, alors que le dernier porte sur tous les vérifications nécessaires de ces éléments vis-à-vis des sollicitations extérieures agissant sur la structure.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

1.1. Introduction	2
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
1.3. Règlements techniques utilisés	4
1.4. Stabilité de la structure	4
1.5. Caractéristiques des matériaux de construction utilisés	4
1.5.1. Acier utilisé pour la superstructure	4
1.5.2. Béton utilisé pour l'infrastructure	4
1.5.3. Acier utilisé pour l'infrastructure	5
1.5.4. Acier utilisé pour la couverture et le bardage	5
1.5.4.1. La couverture	5
1.5.4.2. Le bardage	6

Présentation de l'ouvrage

1.1. Introduction :

Notre projet consiste à l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment industriel à quatre versants avec deux ponts roulants de différentes caractéristiques à usage d'entretien et de réparation qui sera implanté à AKBOU au profit de la SARL LAITERIE SOUMMAM wilaya de BEJAIA, classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99-version 2003) comme zone de moyenne sismicité IIa.

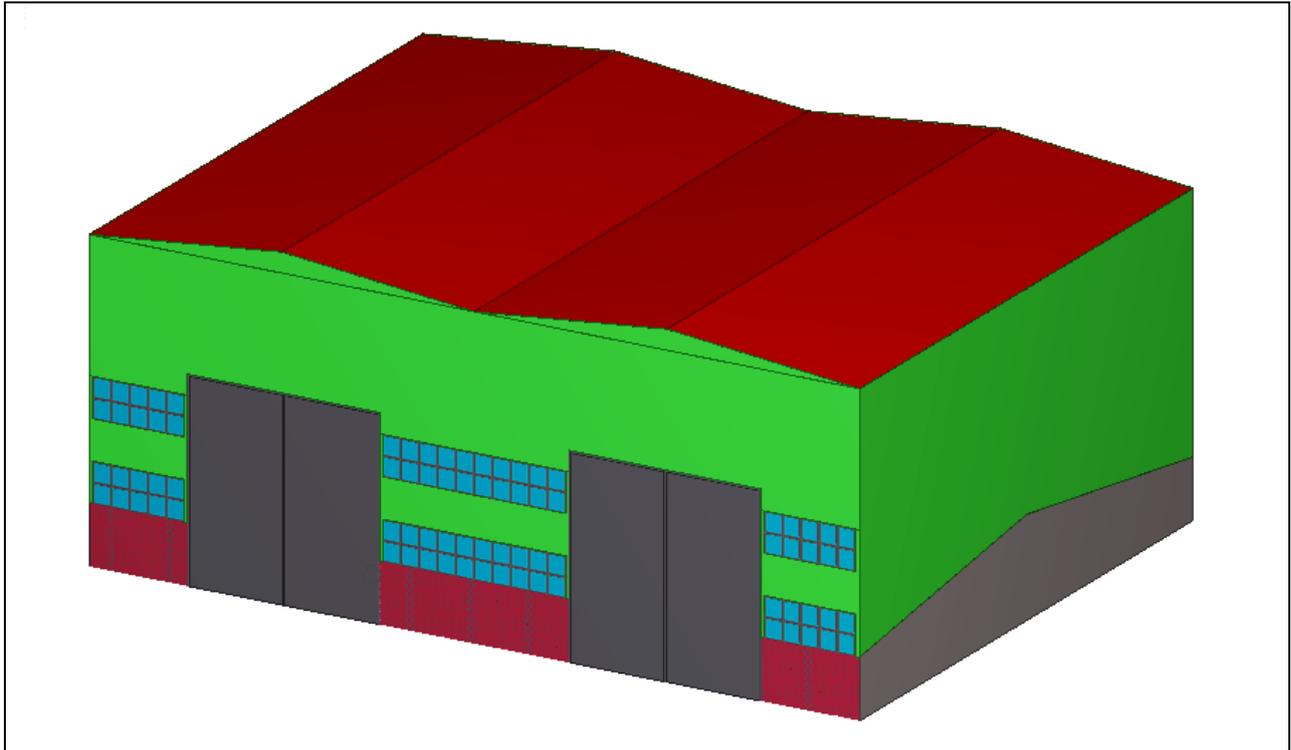


Figure1.1. Vue en 3D

1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Suivant les plans architecturaux, les dimensions de la structure sont :

- Longueur de l'ouvrage (long-pan) $L = 30$ m le long-pan est constitué de 5 travées de 6m.
- Largeur de l'ouvrage (pignon) $l = 40$ m.
- Hauteur de l'ouvrage $H = 14.65$ m (au sommet de faîtage).
- Hauteur des poteaux $h = 13.65$ m.
- Pente des versants 10% donc $\alpha = 5.71^\circ$.
- Les ouvertures :
 - ✓ Sur les deux façades de pignon, on a :
 - 2 portails ($8 \times 10 \text{ m}^2$)
 - 2 fenêtres ($1.5 \times 9.5 \text{ m}^2$)
 - 4 fenêtres ($1.5 \times 4.75 \text{ m}^2$)
 - ✓ Sur les deux façades de long-pan il n'y a pas d'ouvertures.

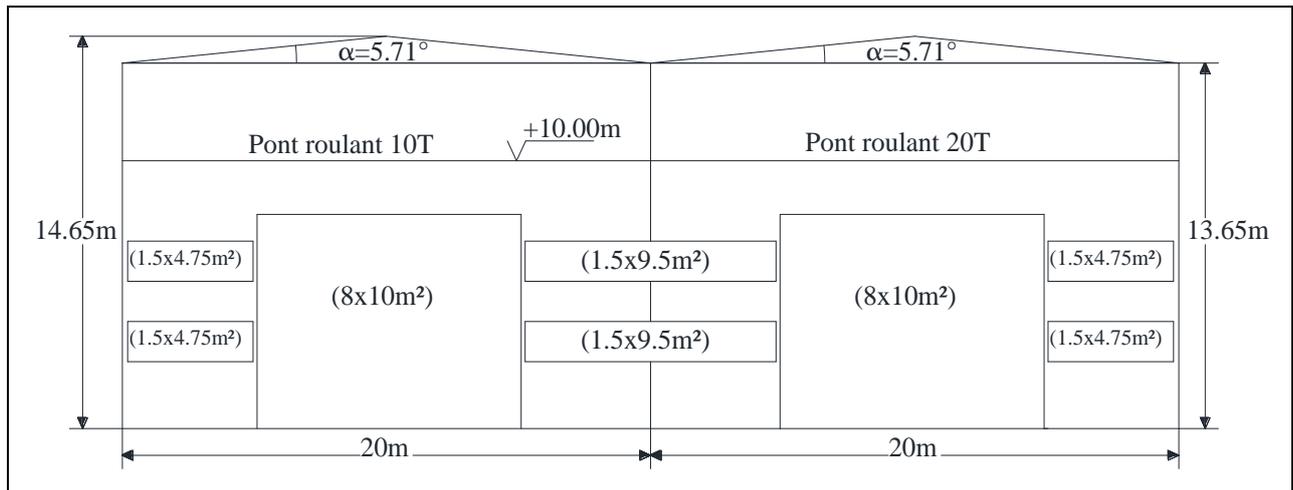


Figure1.2. Vue de pignon

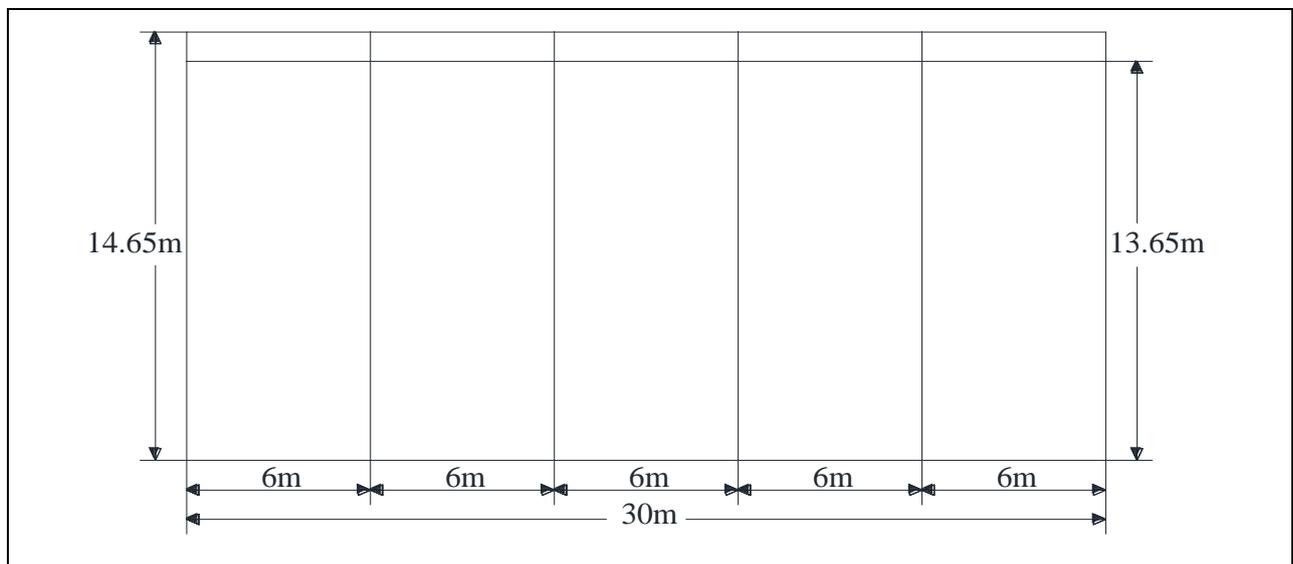


Figure1.3. Vue de long pan

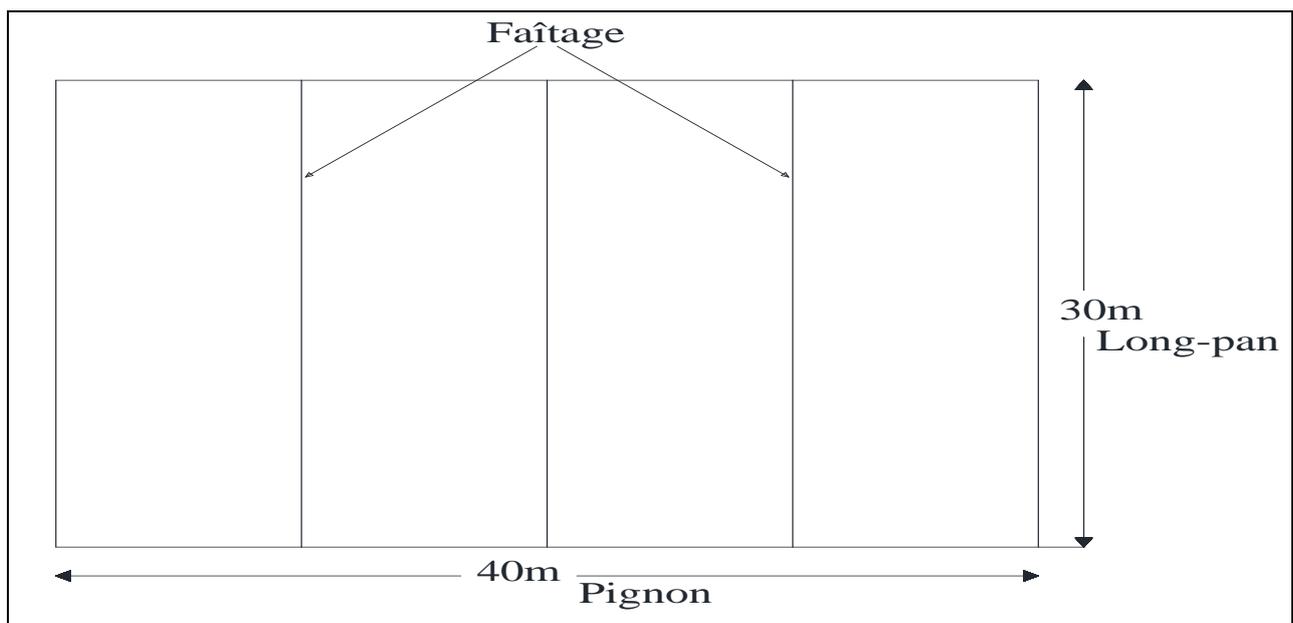


Figure1.4. Vue en plan

1.3. Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans la réalisation de cette étude sont :

- D.T.R-B.C-2.2 : charges permanents et surcharges d'exploitations.
- D.T.R-B.C-2.44 : règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97).
- D.T.R-B.C-2.47 : règlement neige et vent (RNV Version 2013).
- D.T.R-B.C-2.48 : règles parasismiques algériennes (RPA99 Version 2003).
- EUROCODE 1 et EUROCODE 3.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.

1.4. Stabilité de la structure :

La stabilité de la structure dans le sens transversal est assurée par des portiques auto-stables, et la stabilité longitudinale est réalisée par des palées de stabilités en **X** (croix de Saint-André).

1.5. Caractéristiques des matériaux de construction utilisés :

1.5.1. Acier utilisé pour la superstructure :

Les nuances de l'acier et leurs résistances sont données par les normes européennes EN10 025. La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est **S235** car elle répond aux exigences de calcul de plasticité qui sont :

- $f_u \geq 1.2f_y$
- $\epsilon_u \geq 0.15$ (15%)
- $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$ tel que :
 - ✓ ϵ_u : la déformation ultime de rupture.
 - ✓ ϵ_y : la déformation élastique.

Les valeurs des propriétés mécaniques utilisées dans le calcul sont comme suit :

- La limite d'élasticité $f_y=235$ MPa
- La contrainte de rupture $f_u=360$ MPa.
- Le module de Young $E_a=210\ 000$ MPa.
- Le coefficient de poisson $\nu=0.3$.
- Le module de cisaillement $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- La masse volumique de l'acier $\rho_a = 7850$ Kg/m³.

1.5.2. Béton utilisé pour l'infrastructure :

Le béton utilisé pour les fondations est un béton ordinaire dosé à **350 Kg/m³** de ciment portland CMII42.5 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La résistance à la compression $f_{c28} = 25$ MPa .
- La résistance à la traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$ MPa .
- La contrainte limite de compression à l'ELS $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15$ MPa .
- La contrainte limite de compression à l'ELU $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28} = 14.2$ MPa .

- Le coefficient de poisson :
 - ✓ à l'ELU $\nu = 0$
 - ✓ à l'ELS $\nu = 0.2$
- La masse volumique $\rho_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Le coefficient de sécurité pour les situations courantes $\gamma_b = 1.5$.

1.5.3. Acier utilisé pour l'infrastructure :

L'acier utilisé comme des armatures longitudinales et transversales pour les fondations est un acier de haute adhérence HA de nuance **Fe 400** dont les caractéristiques suivantes :

- La limite d'élasticité $f_e=400 \text{ MPa}$.
- Le coefficient de sécurité pour les situations courantes $\gamma_s = 1.15$
- La contrainte admissible à l'ELU $f_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.
- Le module de Young $E_s=200\,000 \text{ MPa}$.

1.5.4. Acier utilisé pour la couverture et le bardage :

1.5.4.1. La couverture :

Le panneau utilisé pour la couverture de toiture est un panneau sandwich de type **TL75**, est un produit fabriqué industriellement en continu, un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composantes travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction au feu, désolation thermique et acoustique d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale. Ce panneau est caractérisé par deux tôles, une à l'intérieur (face non exposée) d'épaisseur 0.55 mm, et l'autre à l'extérieur (face exposée) d'épaisseur 0.75 mm.

- Epaisseur total de panneau 75 mm.
- Largeur de panneau 1000 mm.
- Largeur utile pour la toiture 1050 mm.
- Le poids spécifique de panneau sandwich: 14.2 Kg/m^2 .

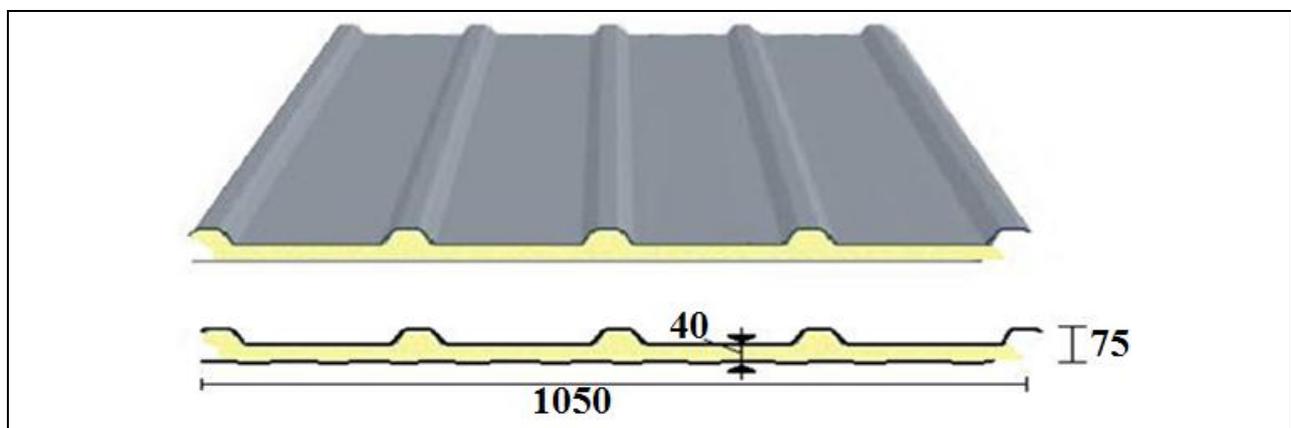


Figure 1.5. panneau sandwich de type TL75

1.5.4.2. Le bardage :

Le bardage adopté pour les parois verticales est un panneau sandwich caractérisé par une âme en fibre minérale qui garantit une isolation thermique, ce dernier repose entre deux tôles nervurées en acier, les caractéristiques du panneau sont les suivantes :

- Epaisseur des tôles nervurées 0.5 mm.
- Epaisseur total de panneau 35 mm.
- Largeur de panneau 1000 mm.
- Poids de l'âme 43 Kg/m^3 .
- Poids de la tôle 4.9 Kg/m^2 .
- Poids total de panneau $G = (0.035 \times 43) + (2 \times 4.9) = 11.31 \text{ Kg/m}^2$.

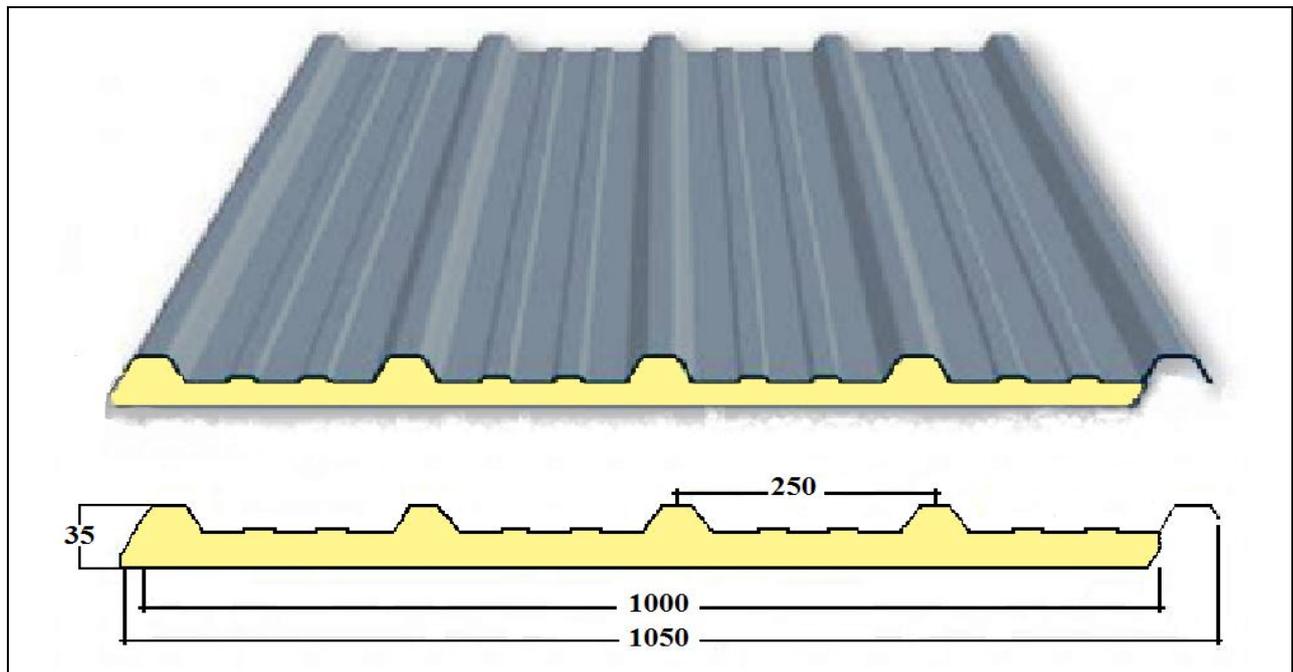


Figure1.6. *panneau sandwich de parois verticales*

Le panneau sandwich enveloppe les parois verticales de long-pan et la partie supérieure à 2.5m des parois verticales de pignon, par contre la partie inférieure (2.5m) de pignon est enveloppée par un mur en maçonnerie constituée par des briques creuses dont la masse volumique est de 9 Kg/m^3 selon le D.T.R-B.C-2.44.

Chapitre 2

Evaluation et calcul des charges

2.1. Introduction	7
2.2. Charges permanentes	7
2.2.1. Bardage	7
2.2.2. Toiture	7
2.3. Charges d'exploitations	7
2.4. Charges climatiques	8
2.4.1. Calcul à la neige	8
2.4.2. Calcul au vent	9
2.4.2.1. Détermination de la pression dynamique $q_p(z_e)$	10
2.4.2.2. Détermination de coefficient dynamique C_d	11
2.4.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}	11

Evaluation et calcul des charges

2.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissant sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitations et des effets climatiques. Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans les règlements techniques D.T.R.

2.2. Charges permanentes :

Les efforts permanents sollicitant la structure sont le poids propres des éléments structuraux, ils sont donnés dans les documents techniques fournis par le fournisseur.

2.2.1. Bardage :

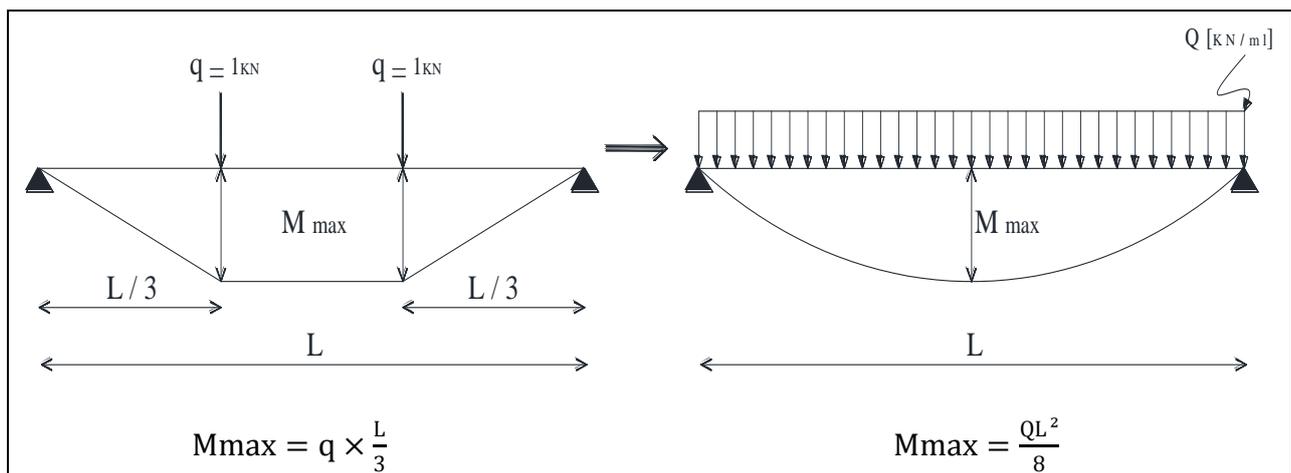
- Poids totale de panneau sandwich PS35 : 11.31 Kg/m^2
- Poids de mur en maçonnerie fourni par le D.T.R-B.C-2.2 : 9 Kg/m^3

2.2.2. Toiture :

- Poids spécifique de panneau sandwich TL75 : 14.2 Kg/m^2

2.3. Charges d'exploitations :

Pour le toit, son seul accès est pour le nettoyage et l'entretien nécessaire, alors d'après le D.T.R-B.C-2.2, les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1KN appliquées à 1/3 et 2/3 des portées. Pour tenir compte de cette charge dans l'étude et le dimensionnement de la structure, en va répartir les deux charges par mètre linière sur la portée de la panne et cela se fait par l'égalisation des moments max (M_{\max}).



Dans notre cas la portée de la panne : $L = 6 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_{\max} = \frac{QL^2}{8} = 2 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } Q = \frac{2 \times 8}{L^2} = \frac{2 \times 8}{6^2}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/ml}$$

2.4. Charges climatiques :

L'effet des actions climatiques sur une construction métallique est très important. Alors, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et à la neige dans toutes les directions possibles, selon le D.T.R-B.C-2.47.

2.4.1. Calcul à la neige :

Cette étude consiste à définir l'influence de la neige sur un hangar à quatre versants implanté à AKBOU wilaya de BEJAIA qui appartient à la zone A sur une altitude $H=300$.

La charge de la neige S par unité de surface en projection horizontale de la toiture soumise à l'accumulation de la neige est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K \quad [\text{KN/m}^2] \quad \text{[Formule1-RNV/2013]}$$

La charge de la neige sur le sol S_K en $[\text{KN/m}^2]$ donnée par le tableau suivant :

Tableau2.1. Charge de la neige sur le sol dans chaque zone

Zone	A	B	C	D
S_K	$\frac{0.07.H + 15}{100}$	$\frac{0.04.H + 10}{100}$	$\frac{0.0325.H}{100}$	Pas de charge de neige

Bejaia appartient à la zone A donc :

$$S_k = \frac{0.07.H + 15}{100} = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

Coefficient de forme μ des toitures à versant multiples :

La pente des versants est de 10% $\Rightarrow \alpha = 5.71^\circ$

Par symétrie on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 5.71^\circ \\ \bar{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \alpha = 5.71^\circ \end{array} \right.$$

En prend en compte l'accumulation de la neige :

$$\left. \begin{array}{l} \mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0.8 \\ \mu_2(\bar{\alpha}) = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) = 0.95 \end{array} \right\} \quad \text{[Tableau 3-RNV/2013]}$$

D'ou: $S_1 = 0.8 \times 0.36 = 0.288 \text{ KN/m}^2$

$$S_2 = 0.95 \times 0.36 = 0.342 \text{ KN/m}^2$$

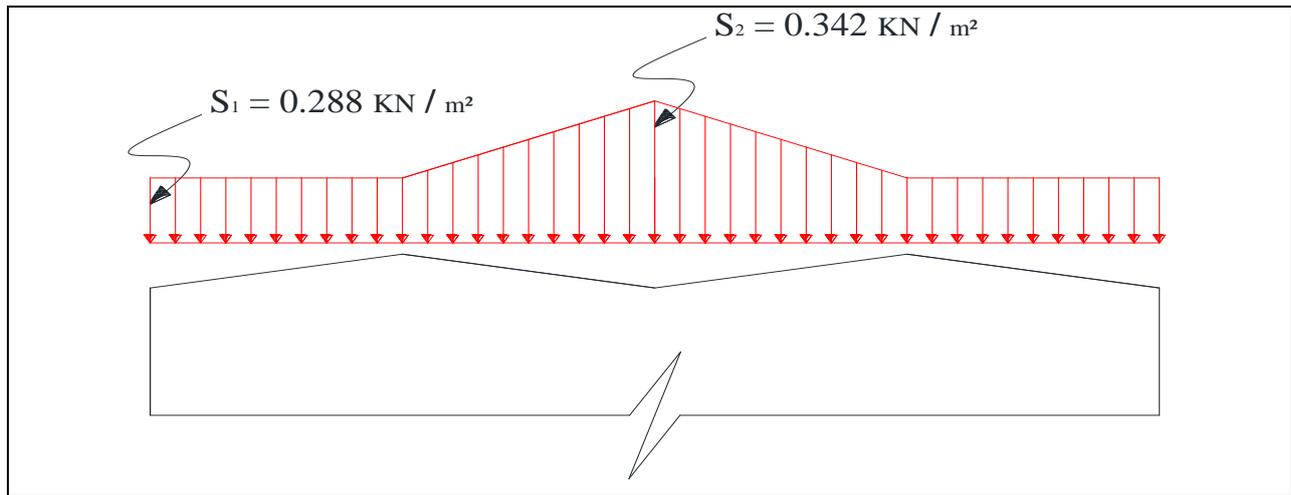


Figure2.2. Répartition des charges de la neige sur la toiture

2.4.2. Calcul au vent :

Le vent est une action horizontale très importante qui agit directement sur la structure dans ces deux directions principales. Pour cela, une étude approfondie est prise en compte lors de dimensionnement de l'ossature métallique, cette étude est réalisée à partir des caractéristiques dépendant de la structure ainsi que le site d'implantation. Dans notre cas ces caractéristiques sont les suivantes :

- Wilaya de Bejaia appartient à la zone de vent I. [Carte de vent-RNV/2013]
- La zone industrielle est classée comme un terrain de catégorie III. [Tableau2.4-RNV/2013]
- Le site d'implantation est un site plat.

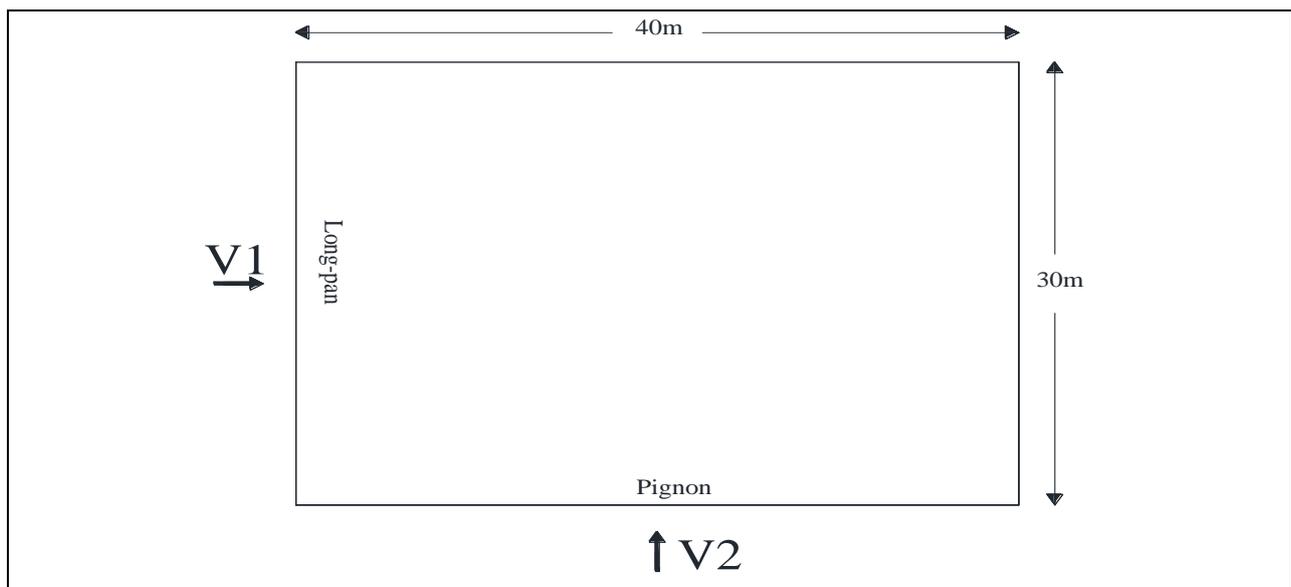


Figure2.3. Les directions principales de vent

2.4.2.1. Détermination de la pression dynamique $q_p(z_e)$:

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad \text{[Formule 2.1-RNV/2013]}$$

- la structure est une construction permanente implantée dans la zone I donc :

$$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2 \quad \text{[Tableau 2.2-RNV/3013]}$$

- Hauteur de référence z_e :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour la toiture } z_e = 14.65 \text{ m} \\ \text{Pour les parois verticales } z_e = 13.65 \text{ m} \end{array} \right\} \quad \text{[Figure 2.1-RNV/2013]}$$

- Coefficient d'exposition C_e :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \quad \text{[Formule 2.2-RNV/2013]}$$

- Coefficient de topographie C_t :

La structure est implantée dans un site plat ($\emptyset < 0.05$) donc :

$$C_t(z) = 1 \quad \text{[Formule 2.4-RNV/2013]}$$

- Coefficient de rugosité C_r :

La structure est implantée dans une zone industrielle donc :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Terrain de catégorie III} \\ K_T = 0.215 \\ Z_0 = 0.3 \text{ m} \\ Z_{\text{min}} = 5 \text{ m} \\ \varepsilon = 0.61 \end{array} \right\} \quad \text{[Tableau 2.4-RNV/2013]}$$

On a : $Z_{\text{min}} = 5 \text{ m} < Z < 200 \text{ m}$ donc

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \quad \text{[Formule 2.3-RNV/2013]}$$

- ✓ **Toiture** $z_e = 14.65 \text{ m}$

$$C_r(Z_e) = 0.215 \times \ln\left(\frac{14.65}{0.3}\right) = 0.836$$

- ✓ **Parois verticales** $z_e = 13.65 \text{ m}$

$$C_r(Z_e) = 0.215 \times \ln\left(\frac{13.65}{0.3}\right) = 0.821$$

➤ Intensité de turbulence I_v :

On a $Z > Z_{\min} = 5 \text{ m}$

[Formule 2.5-RNV/2013]

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)}$$

✓ **Toiture** $z_e = 14.65 \text{ m}$

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{14.65}{0.3}\right)} = 0.257$$

✓ **Parois verticales** $z_e = 13.65 \text{ m}$

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{13.65}{0.3}\right)} = 0.262$$

Finalement, les valeurs des pressions dynamiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.2. Les valeurs de la pression dynamique

Coefficient	Z_e (m)	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
Toiture	14.65	1	0.836	0.257	1.956	375	733.5
Parois verticales	13.65	1	0.821	0.262	1.910	375	716.25

2.4.2.2. Détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d est donné en chapitre 3 de RNV/2013. Dans le cas de notre projet la hauteur totale de la structure $H=14.65 \text{ m}$ est inférieure strictement à 15 m donc on peut prendre la valeur simplifiée de C_d :

$$C_d = 1 \quad [\text{\S}3.2\text{-RNV/2013}]$$

2.4.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi} :

a)- Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

a.1)- Les valeurs de C_{pe} :

- **Parois verticales :**

$b = 30 \text{ m}$; $d = 40 \text{ m}$; $h = 13.65 \text{ m}$ donc :

$e = M_{\min}(b; 2h) = M_{\min}(30; 2 \times 13.65) = 27.3 \text{ m}$

On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :

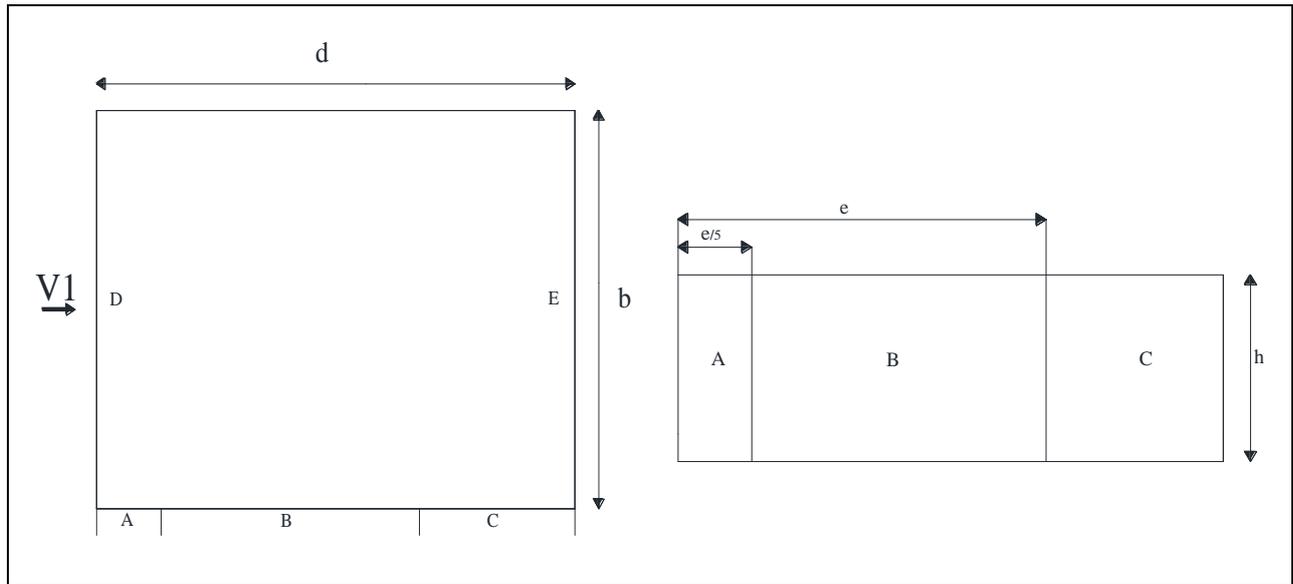


Figure2.4. Légende pour les parois verticales

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Tableau2.3. Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1

zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	$e/5$	h	$e - \frac{e}{5}$	h	$d-e$	h	b	h	b	h
	5.46	13.65	21.84	13.65	12.7	13.65	30	13.65	30	13.65
Surface (m ²)	74.529		298.116		173.355		409,5		409,5	

La surface de chaque zone est $> 10\text{m}^2$ donc :

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

[§5.1.1.2-RNV/2013]

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Tableau2.4. Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens V1

zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

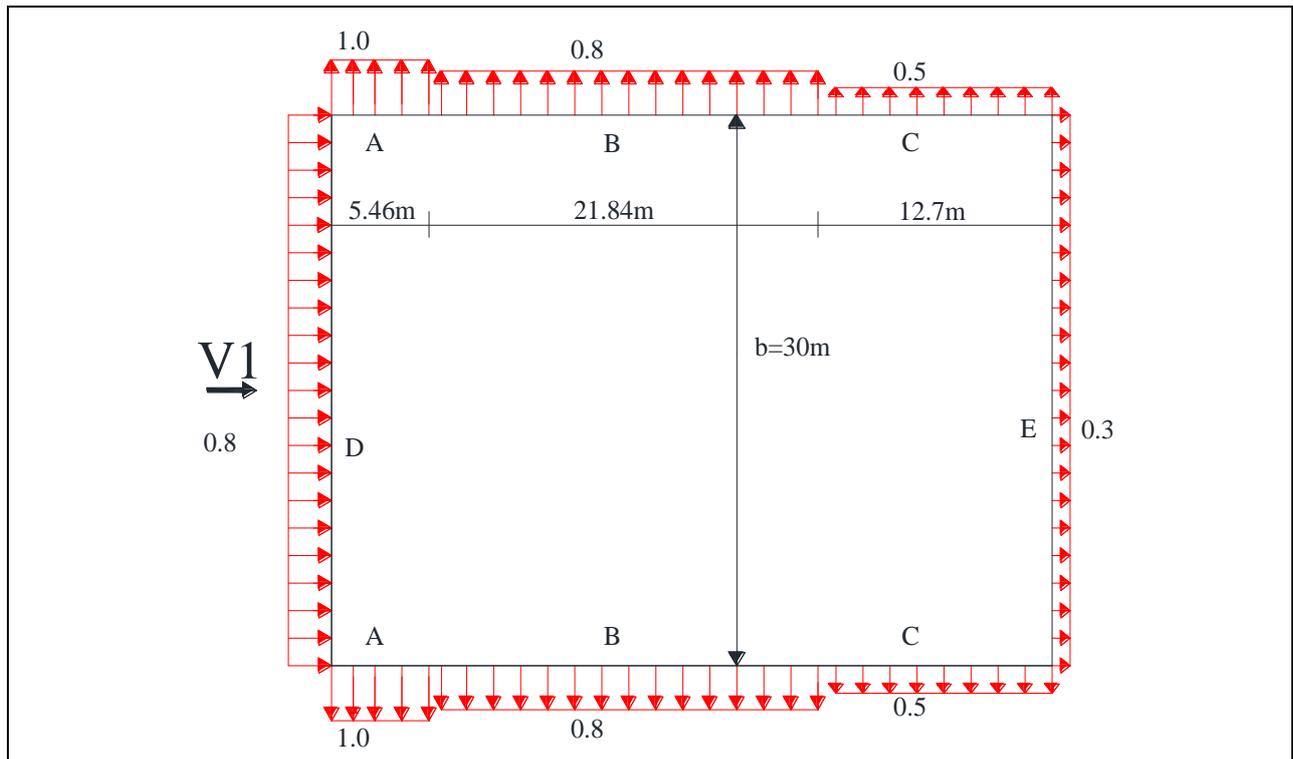


Figure 2.5. Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens $V1$

• **Toiture :**

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} des toitures à deux versants ou la direction de vent $\theta = 0^\circ$ pour le versant 1, $C_{pe} = -1.0$ pour les versants 2 et 3, $C_{pe} = -0.6$ pour le versant 4.

[§5.1.8.2-RNV/2013]

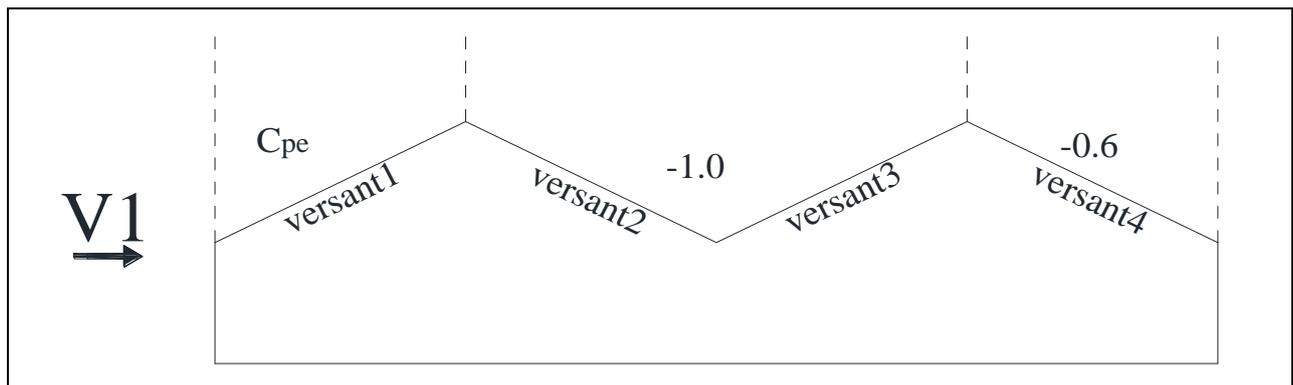


Figure 2.6. Légende pour la toiture à versants multiples

On a : $\theta = 0^\circ$; $\alpha = 5.71^\circ$; $b = 30 \text{ m}$; $d = 40 \text{ m}$; $H = 14.65 \text{ m}$

$$e = M_{\min}(b; 2H) = M_{\min}(30; 2 \times 14.65) = 29.3 \text{ m}$$

Dans ce cas le premier versant sera subdivisé en trois zone F, G et H comme suit :

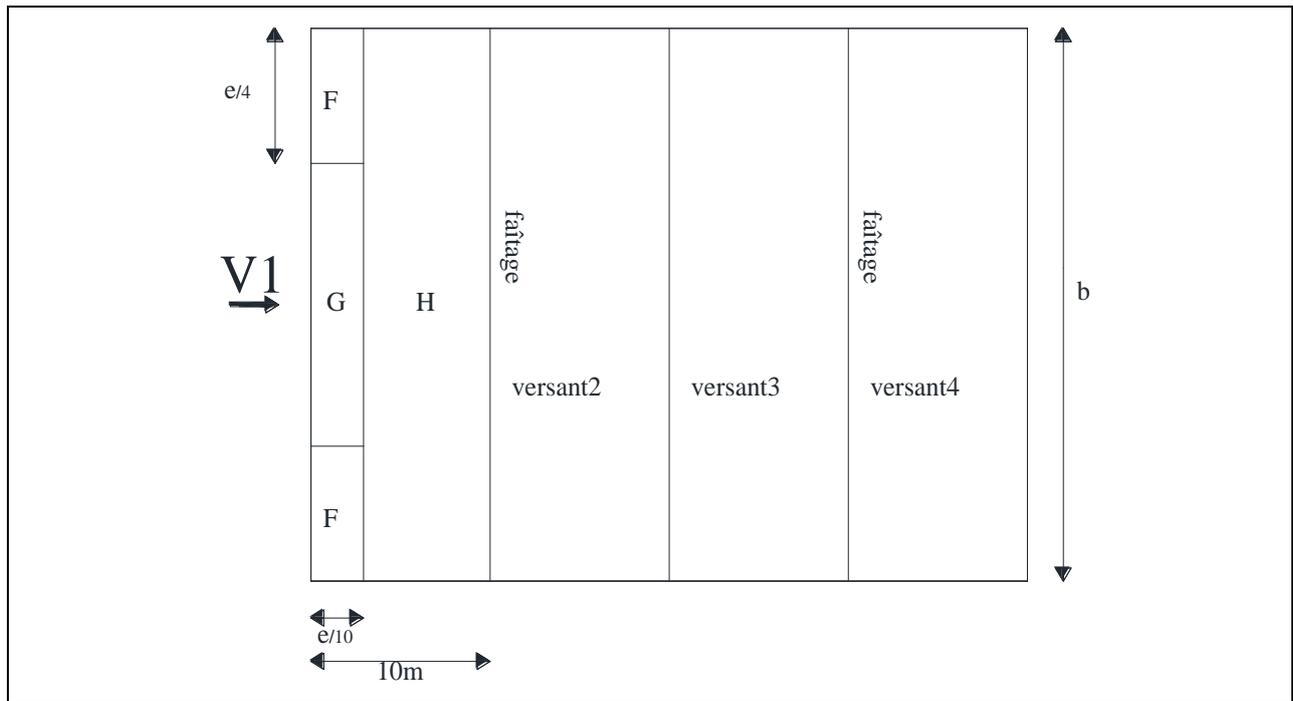


Figure2.7. Répartition des zones de vent sur la toiture

Les surfaces des zones F, G, et H sont données par le tableau suivant :

Tableau2.5. Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V1

Zone	F		G		H	
Dimension géométrique (m)	$e/10$	$e/4$	$e/10$	$b - \frac{2e}{4}$	$10 - \frac{e}{10}$	b
	2.93	7.325	2.93	15.35	7.07	30
Surface (m ²)	21.46		44.98		212.10	

La surface de chaque zone est $> 10m^2$ donc :

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

[§5.1.1.2-RNV/2013]

Puisque $\alpha = 5.71^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ par la formule suivante :

$$C_{pe}(5.71^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{5.71 - 5}{15 - 5} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Tableau2.6. Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1

zone	F	G	H	Versant2	Versant3	Versant4
$C_{pe} (5^\circ)$	-1.7	-1.2	-0.6	-1.0	-1.0	-0.6
$C_{pe} (15^\circ)$	-0.9	-0.8	-0.3			
C_{pe}	-1.64	-1.17	-0.58			

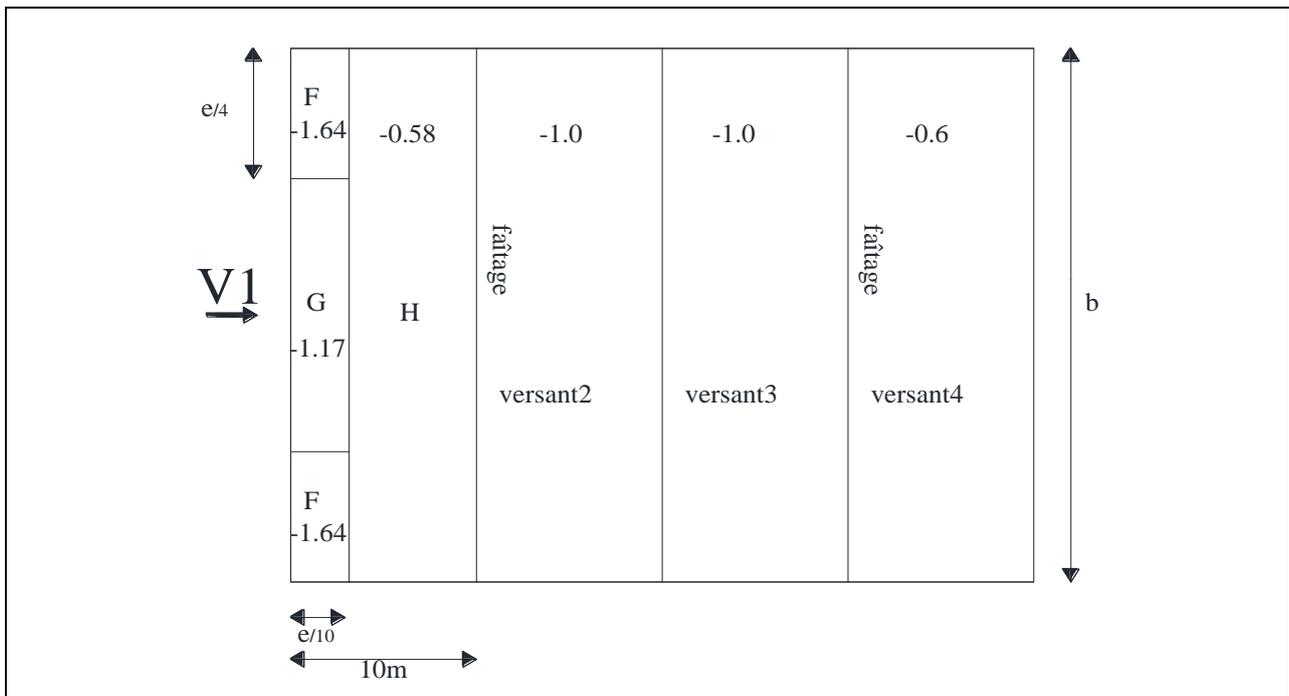


Figure2.8. Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1

a.2)- Les valeurs de C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p avec :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

[§5.2.2.2-RNV/2013]

Donc on site les deux cas les plus défavorables :

- Toutes les ouvertures sont fermées donc la structure est étanche

$$C_{pi} = 0$$

- Toutes les ouvertures sont ouvertes

$\mu_p = 1$ On à :

$$0.25 < \frac{h}{d} = \frac{13.65}{40} = 0.34 < 1$$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée entre $C_{pi}(1) = -0.5$ et $C_{pi}(0.25) = -0.3$

$$C_{pi}(0.34) = C_{pi}(0.25) + \left[\frac{0.34 - 0.25}{1 - 0.25} (C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)) \right]$$

$$C_{pi}(0.34) = -0.324$$

a.3)- Calcul des différentes pressions sur la structure :

La pression q_j agissant sur un élément de surface de la structure en fonction de la hauteur est donnée comme suit :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad \text{[Formule 2.6-RNV/2013]}$$

On a: $q_j = C_d \times W(Z_j)$

Donc : $q_j = C_d \times q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

- 1^{eme} cas : $C_{pi} = 0$

➤ **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V1 dans le cas de la structure est étanche.

Tableau 2.7. Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi} = 0$

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	716.25	-1.0	0	-716.25
B	1	716.25	-0.8	0	-573.00
C	1	716.25	-0.5	0	-358.13
D	1	716.25	+0.8	0	573.00
E	1	716.25	-0.3	0	-214.88

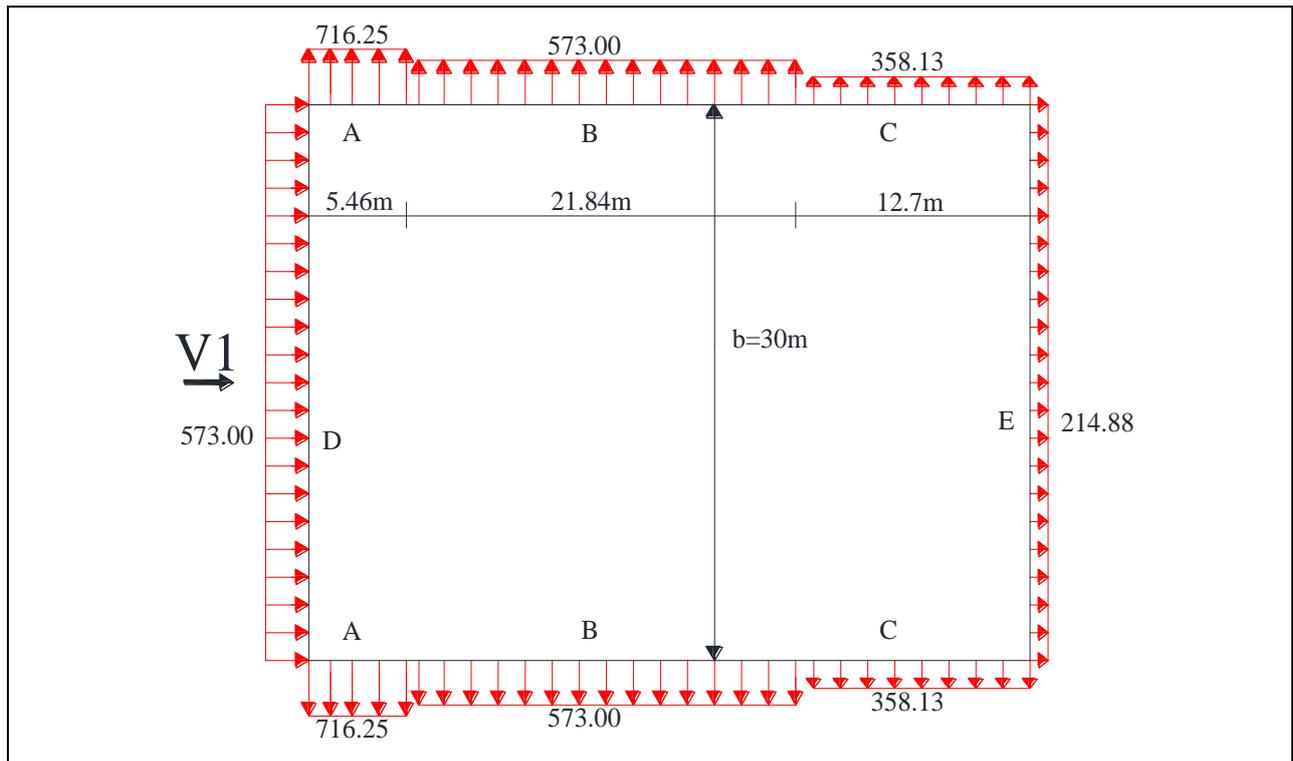


Figure2.9. Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi}=0$

➤ **Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V1 dans le cas de la structure est étanche.

Tableau2.8. Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi}=0$

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F	1	733.5	-1.64	0	-1202.94
G	1	733.5	-1.17	0	-858.20
H	1	733.5	-0.58	0	-425.43
Versant2	1	733.5	-1.0	0	-733.50
Versant3	1	733.5	-1.0	0	-733.50
Versant4	1	733.5	-0.6	0	-440.10

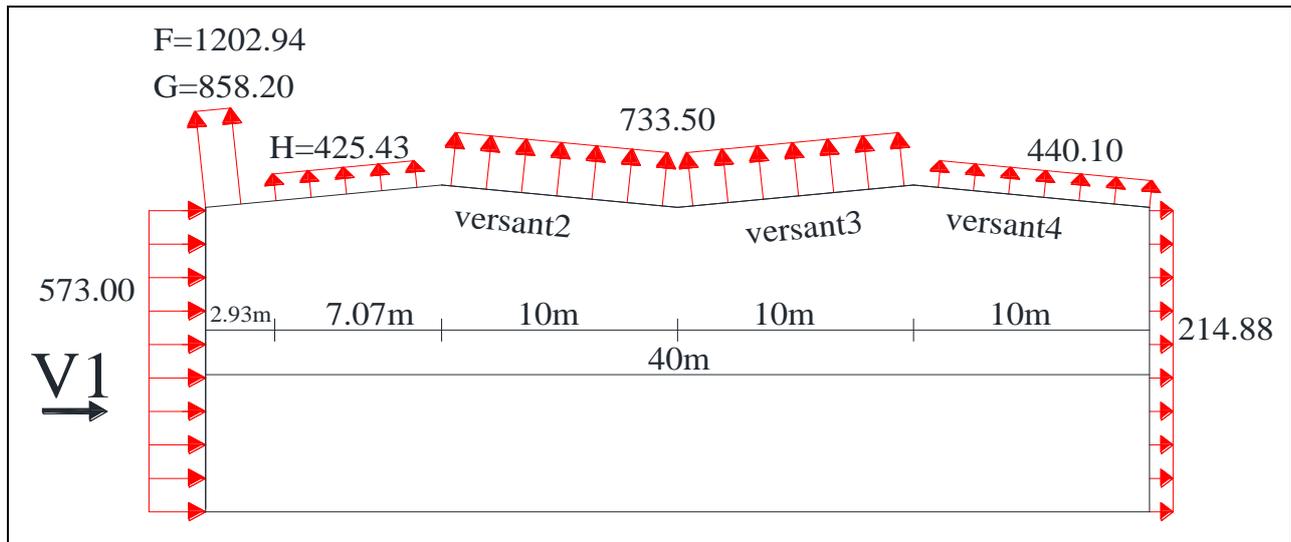


Figure2.10. Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi} = 0$

- 2^{er} cas : $C_{pi} = -0.324$

➤ **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau2.9. Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi} = -0.324$

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	716.25	-1.0	-0.324	-484.19
B	1	716.25	-0.8	-0.324	-340.94
C	1	716.25	-0.5	-0.324	-126.06
D	1	716.25	+0.8	-0.324	805.07
E	1	716.25	-0.3	-0.324	17.19

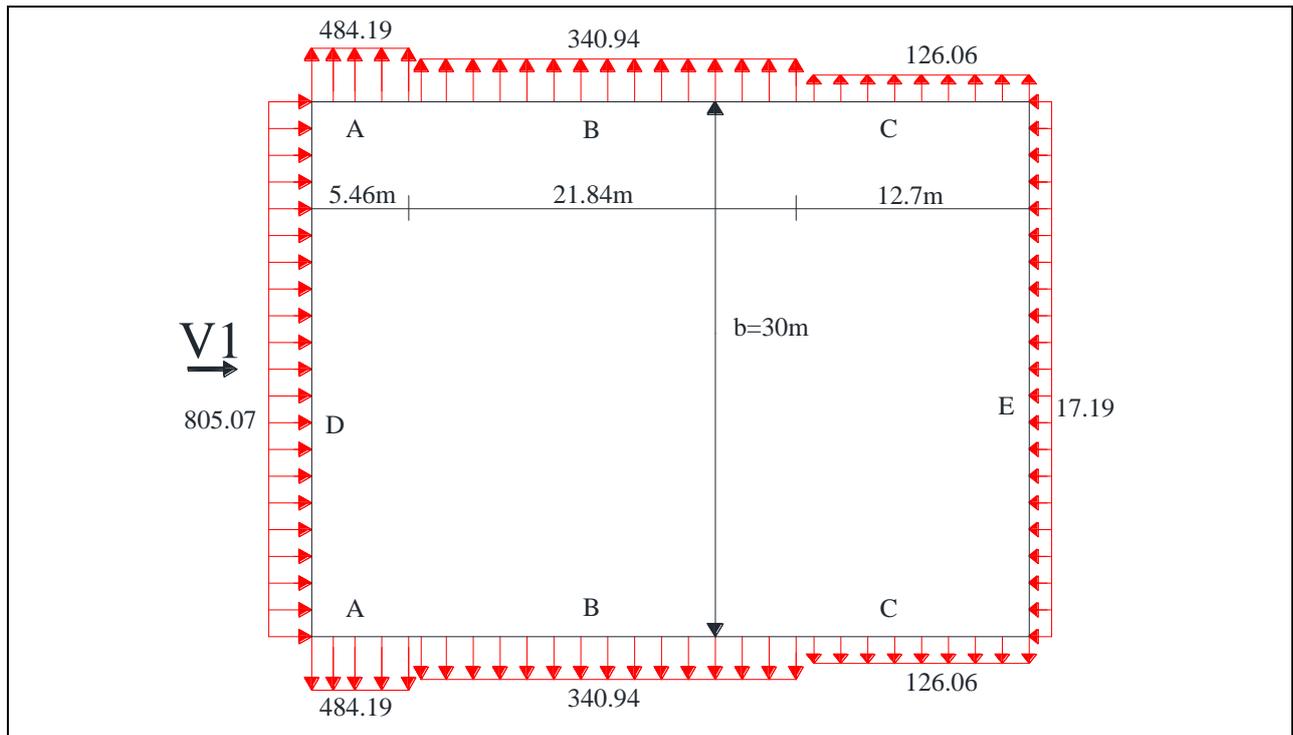


Figure 2.11. Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi} = -0.324$

➤ **Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau 2.10. Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi} = -0.324$

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F	1	733.5	-1.64	-0.324	-965.29
G	1	733.5	-1.17	-0.324	-620.54
H	1	733.5	-0.58	-0.324	-187.78
Versant2	1	733.5	-1.0	-0.324	-495.85
Versant3	1	733.5	-1.0	-0.324	-495.85
Versant4	1	733.5	-0.6	-0.324	-202.45

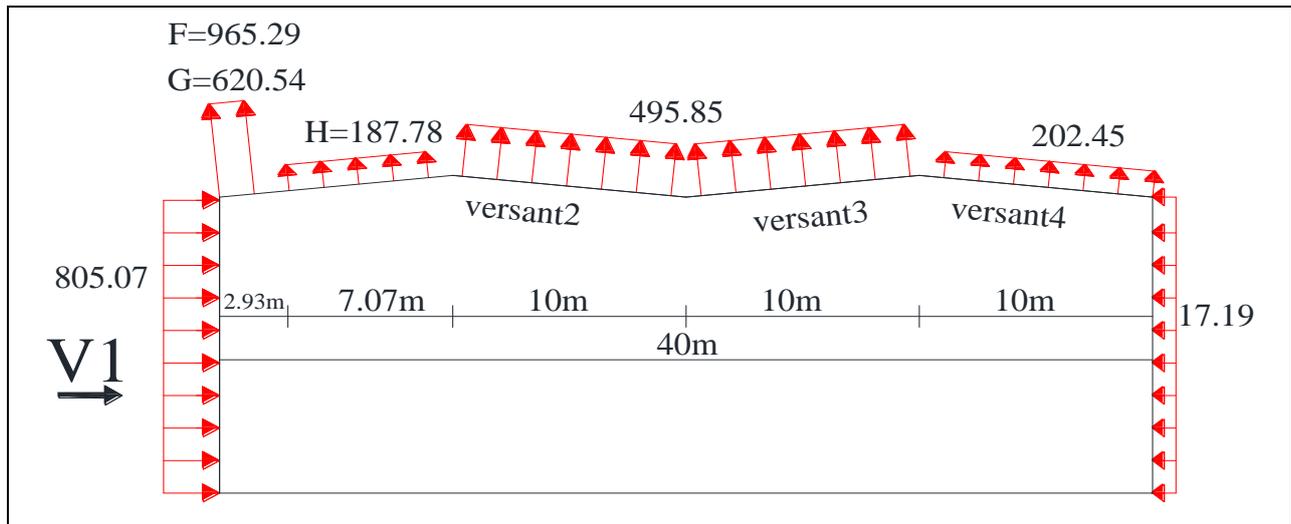


Figure2.12. Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi} = -0.324$

a.4)- Récapitulation des cas les plus défavorables :

Le tableau qui suit porte les valeurs maximales des pressions les plus défavorables pour le vent perpendiculaire au long-pan dans le sens V1.

Tableau2.11. Les valeurs maximales des pressions sur la structure dans le sens V1

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	716.25	-1.0	0	-716.25
B	1	716.25	-0.8	0	-573.00
C	1	716.25	-0.5	0	-358.13
D	1	716.25	+0.8	-0.324	805.07
E	1	716.25	-0.3	0	-214.88
F	1	733.5	-1.64	0	-1202.94
G	1	733.5	-1.17	0	-858.20
H	1	733.5	-0.58	0	-425.43
Versant2	1	733.5	-1.0	0	-733.50
Versant3	1	733.5	-1.0	0	-733.50
Versant4	1	733.5	-0.6	0	-440.10

a.5)- Calcul des forces de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). [§2.6.3-RNV/2013]

On a :

L'aire des surfaces parallèles au vent :

$$(40 \times 14.5 \times 2) + (20 \times 30) = 1760 \text{ m}^2$$

L'aire des surfaces perpendiculaires au vent :

$$30 \times 13.5 \times 2 = 810 \text{ m}^2$$

On voit bien que :

$$1760 \text{ m}^2 < 4 \times 810 = 3240 \text{ m}^2$$

Donc les effets de frottement du vent sur la surface sont négligés.

b)- Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

b.1)- Les valeurs de C_{pe} :

- **Parois verticales :**

$b = 40 \text{ m}$; $d = 30 \text{ m}$; $h = 13.65 \text{ m}$ donc :

$$e = M_{\min}(b; 2h) = M_{\min}(40; 2 \times 13.65) = 27.3 \text{ m}$$

On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V2 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme indique la figure 2.4.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Tableau2.12. Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2

zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	$e/5$	H	$e - \frac{e}{5}$	H	d-e	h	b	h	b	h
	5.46	13.65	21.84	13.65	2.7	13.65	40	13.65	40	13.65
Surface (m ²)	74.529		298.116		36.855		546		546	

La surface de chaque zone est $> 10\text{m}^2$ donc :

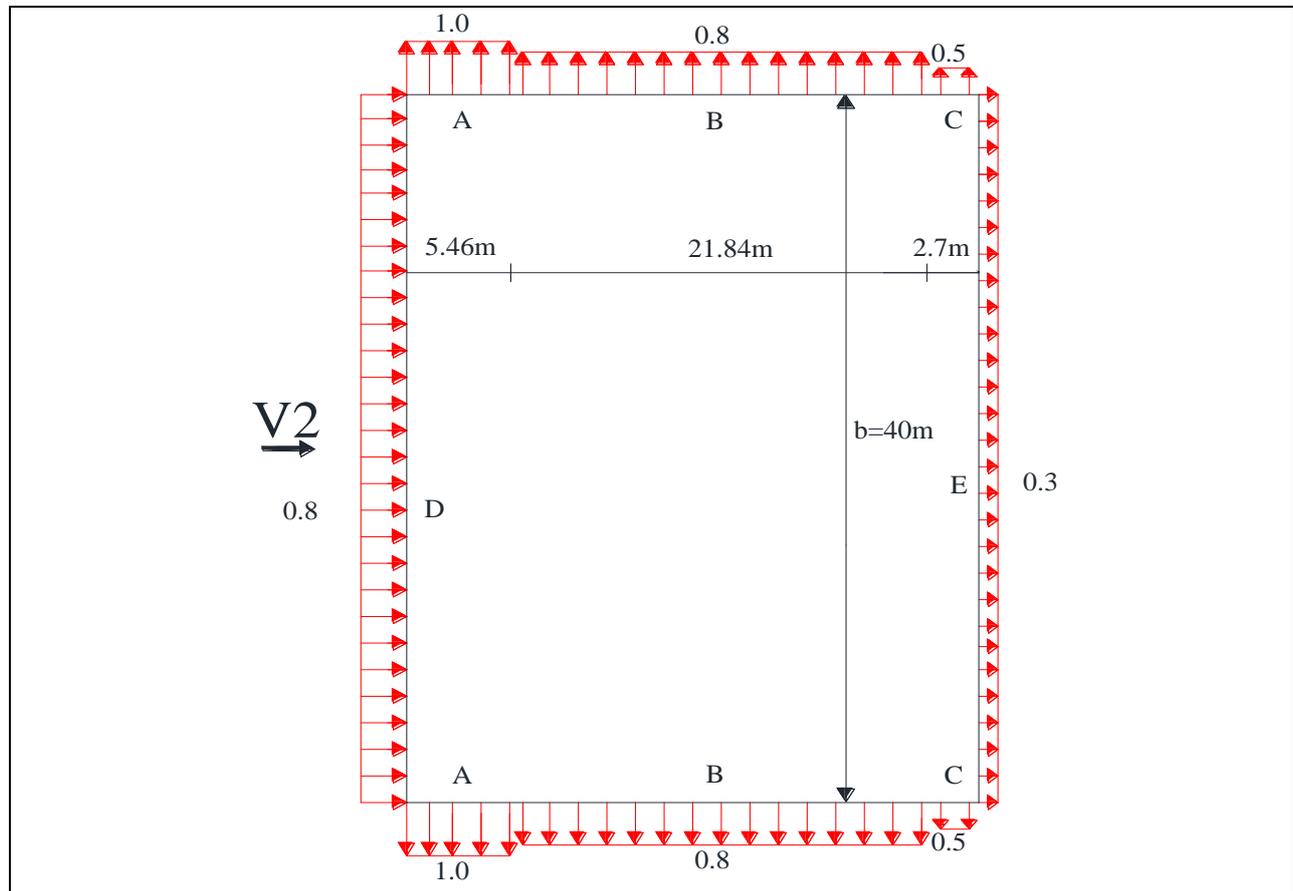
$$C_{pe} = C_{pe, 10}$$

[§5.1.1.2-RNV/2013]

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone.

Tableau2.13. Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens V2

zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Figure2.13.** Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens V2

- **Toiture :**

Le vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$.

[§5.1.8.1-RNV/2013]

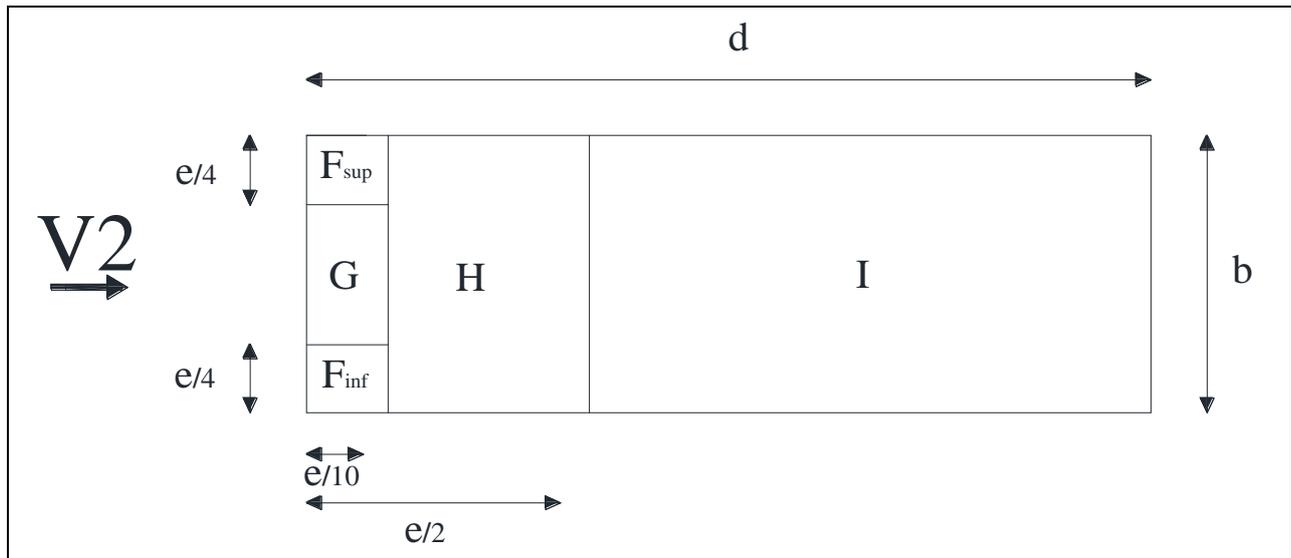


Figure 2.14. Légende pour les toitures à un versant

On a : $\theta = 90^\circ$; $\alpha = 5.71^\circ$; $b = 10 \text{ m}$; $d = 30 \text{ m}$; $H = 14.65 \text{ m}$

$$e = M_{\min}(b; 2H) = M_{\min}(10; 2 \times 14.65) = 10 \text{ m}$$

Dans ce cas chaque versant sera subdivisé en cinq zones F_{sup} , F_{inf} , G , H et I et la surface de chacune des zones est donnée par le tableau suivant :

Tableau 2.14. Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens $V2$

zone	F_{sup} et F_{inf}		G		H		I	
Dimension géométrique (m)	$e/10$	$e/4$	$e/10$	$b - \frac{2e}{4}$	$\frac{e}{2} - \frac{e}{10}$	b	$d - \frac{e}{2}$	b
	1	2.5	1	5	4	10	25	10
Surface (m ²)	2.5		5		40		250	

Pour les deux zones H et I on a la surface de chacune est $> 10\text{m}^2$ donc :

$$C_{pe} = C_{pe, 10} \quad [\text{\$5.1.1.2-RNV/2013}]$$

Pour les restantes la surface de chacune est entre 1m^2 et 10m^2 donc :

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(s) \quad [\text{\$5.1.1.2-RNV/2013}]$$

Puisque $\alpha = 5.71^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ par la formule suivante :

$$C_{pe}(5.71^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{5.71 - 5}{15 - 5} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone.

Tableau2.15. Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2

zone	F_{sup}		F_{inf}		G		H	I
	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 1}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 1}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 1}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
$C_{pe} (5^\circ)$	-2.1	-2.6	-2.1	-2.4	-1.8	-2.0	-0.6	-0.5
$C_{pe} (15^\circ)$	-2.4	-2.9	-1.6	-2.4	-1.9	-2.5	-0.8	-0.7
C_{pe}	-2.12	-2.62	-2.06	-2.4	-1.81	-2.04	-0.61	-0.51
	-2.42		-2.26		-1.88			

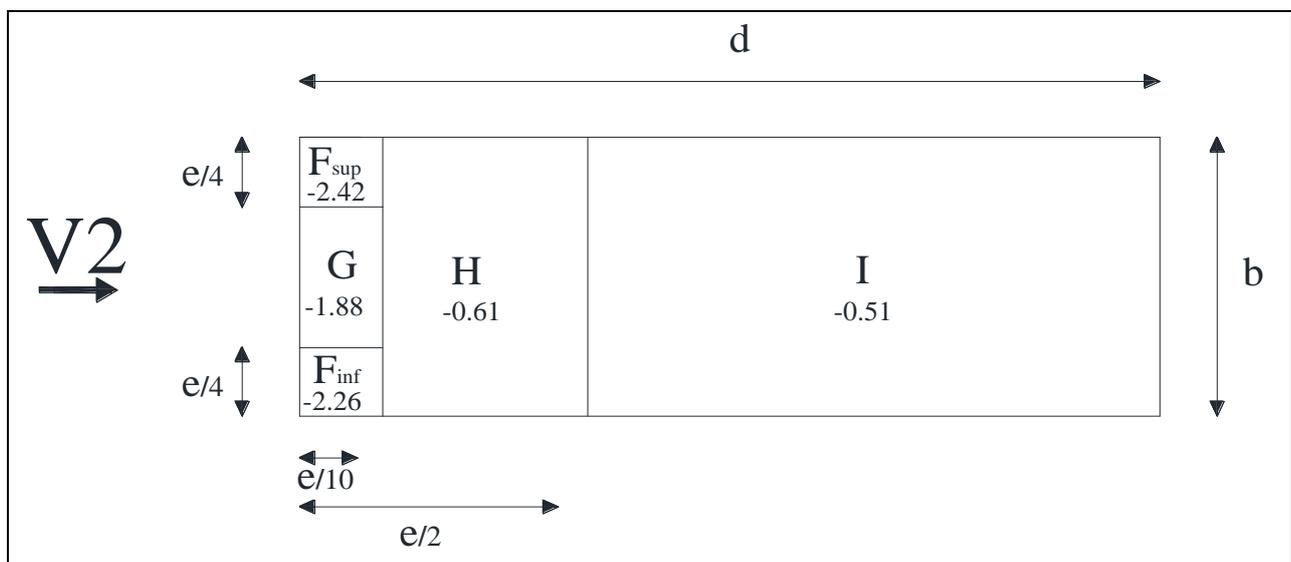


Figure2.15. Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2

b.2)- Les valeurs de C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p avec :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

[§5.2.2.2-RNV/2013]

Donc on site les deux cas les plus défavorables :

- Les ouvertures sous le vent sont ouvertes est les autres sont fermées

$\mu_p = 1$ On à :

$$0.25 < \frac{h}{d} = \frac{13.65}{30} = 0.46 < 1$$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée entre $C_{pi}(1) = -0.5$ et $C_{pi}(0.25) = -0.3$

$$C_{pi}(0.46) = C_{pi}(0.25) + \left[\frac{0.46 - 0.25}{1 - 0.25} (C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)) \right]$$

$$C_{pi}(0.46) = -0.356$$

➤ Les ouvertures face au vent sont ouvertes est les autres sont fermées

$$\mu_p = 0 \Rightarrow C_{pi} = +0.8$$

b.3)- Calcul des différentes pressions sur la structure :

La pression q_j agit sur un élément de surface de la structure en fonction de la hauteur est donnée comme suit :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad \text{[Formule 2.6-RNV/2013]}$$

On a :

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

Donc :

$$q_j = C_d \times q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

- 1^{er} cas : $C_{pi} = -0.356$

➤ **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau 2.16. Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.356$

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	716.25	-1.0	-0.356	-461.27
B	1	716.25	-0.8	-0.356	-318.02
C	1	716.25	-0.5	-0.356	-103.14
D	1	716.25	+0.8	-0.356	827.99
E	1	716.25	-0.3	-0.356	40.11

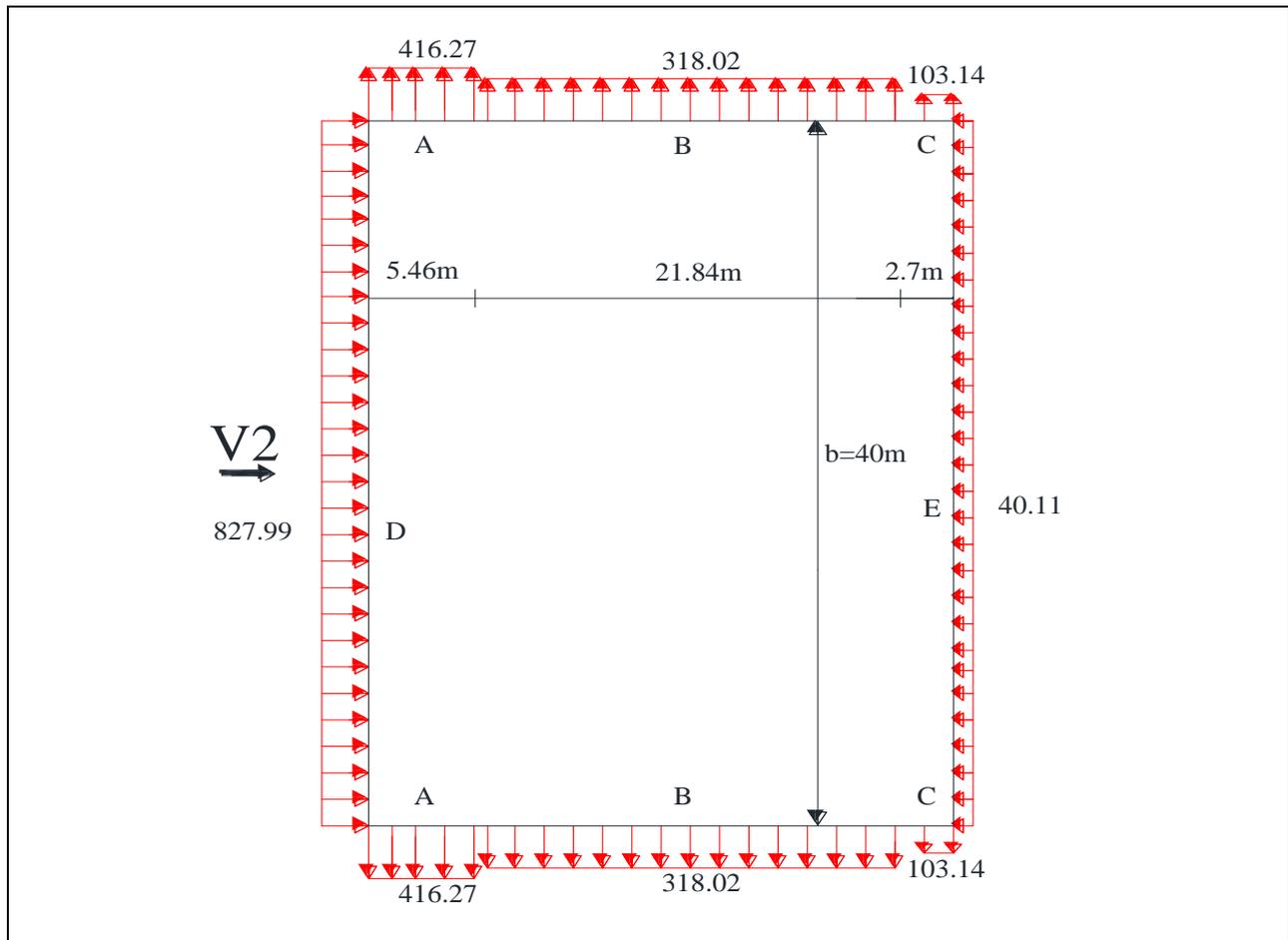


Figure2.16. Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.356$

➤ **Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur chaque versant de la toiture pour la direction de vent V2 dans le cas de la dépression intérieure.

Tableau2.17. Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.356$

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F _{sup}	1	733.5	-2.42	-0.356	-1513.94
F _{inf}	1	733.5	-2.26	-0.356	-1396.58
G	1	733.5	-1.88	-0.356	-1117.85
H	1	733.5	-0.61	-0.356	-186.31
I	1	733.5	-0.51	-0.356	-112.96

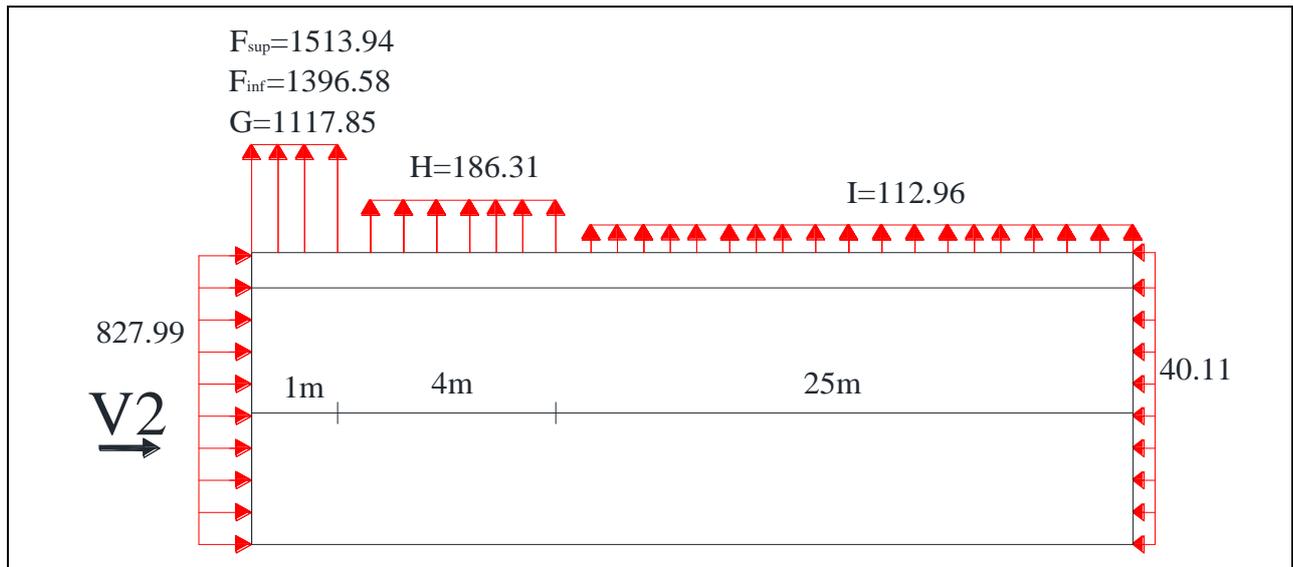


Figure2.17. Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.356$

- 2^{eme} cas : $C_{pi} = +0.8$

➤ **Parois vertical :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V2 dans le cas de la surpression intérieure.

Tableau2.18. Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi} = +0.8$

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	716.25	-1.0	+0.8	-1289.25
B	1	716.25	-0.8	+0.8	-1146.00
C	1	716.25	-0.5	+0.8	-931.13
D	1	716.25	+0.8	+0.8	0.00
E	1	716.25	-0.3	+0.8	-787.87

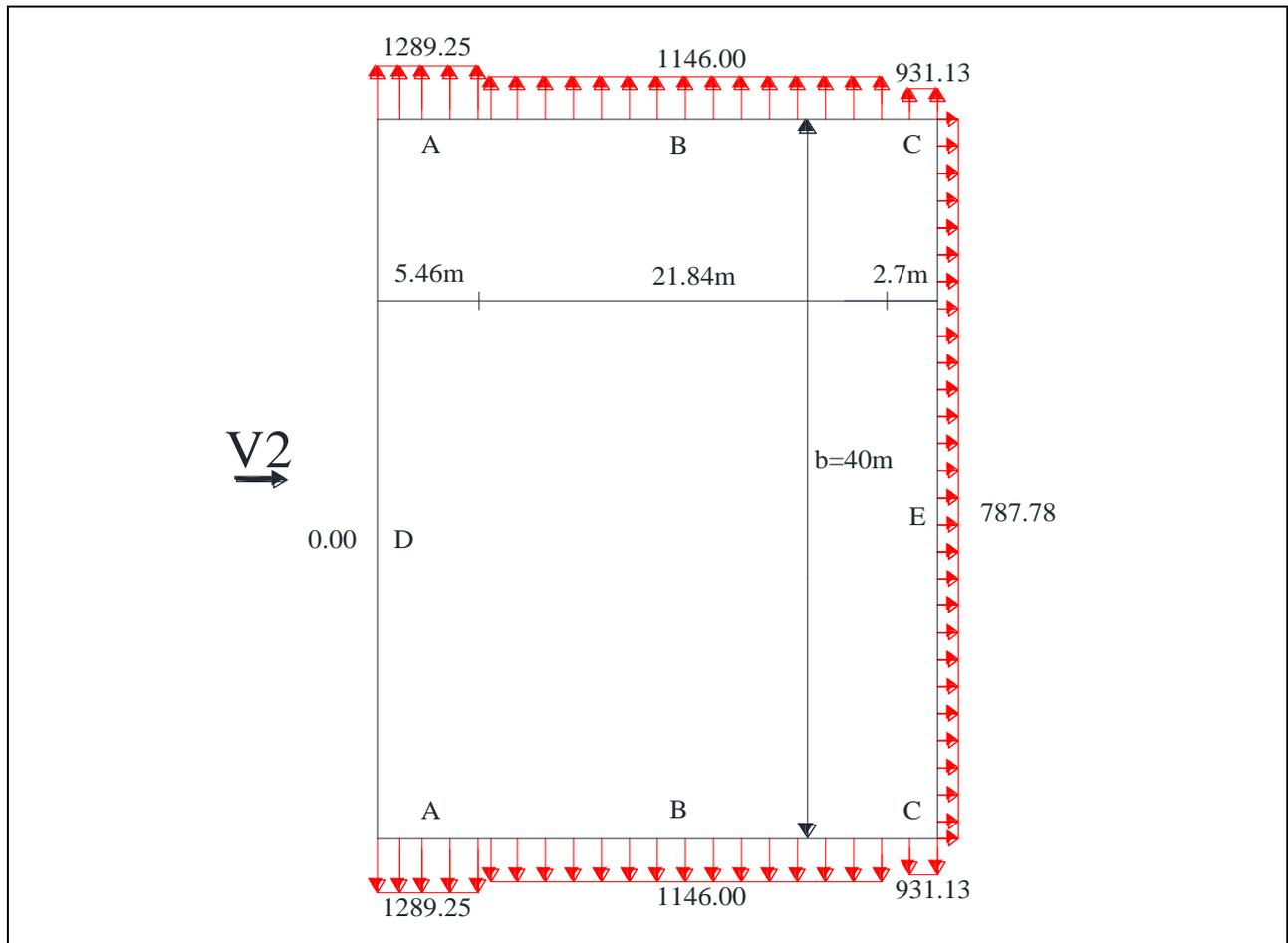


Figure2.18. Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi} = +0.8$

➤ **Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur chaque versant de la toiture pour la direction de vent V2 dans le cas de la surpression intérieure.

Tableau2.19. Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi} = +0.8$

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F_{sup}	1	733.5	-2.42	+0.8	-2361.87
F_{inf}	1	733.5	-2.26	+0.8	-2244.51
G	1	733.5	-1.88	+0.8	-1965.78
H	1	733.5	-0.61	+0.8	-1034.24
I	1	733.5	-0.51	+0.8	-960.89

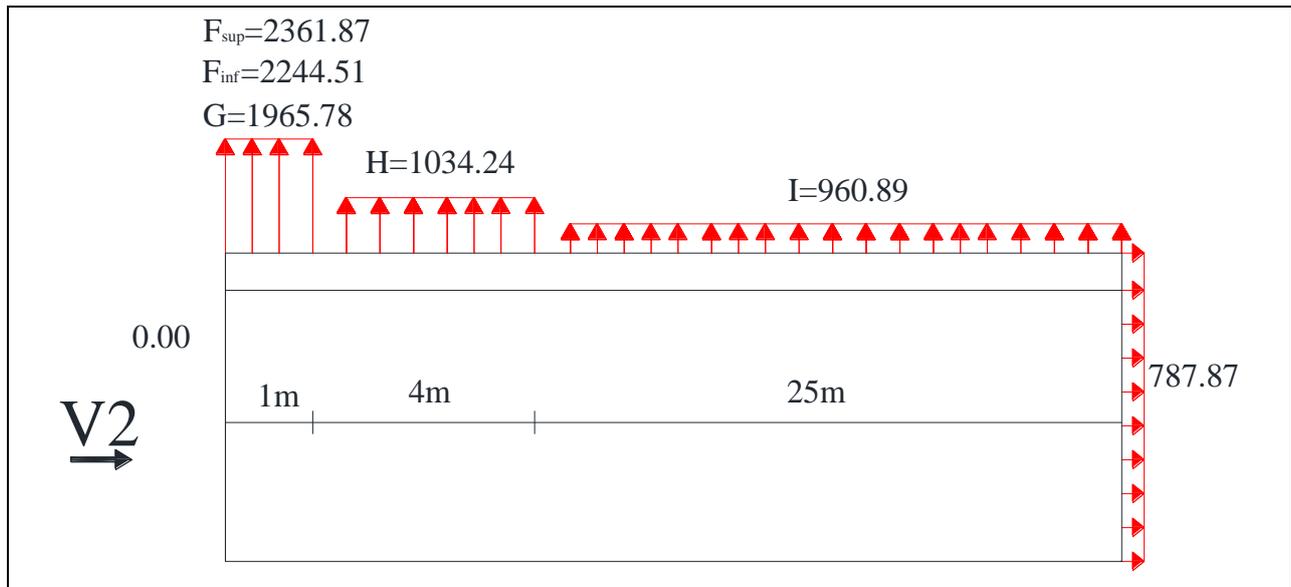


Figure2.19. Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi} = +0.8$

b.4)- Récapitulation des cas les plus défavorables :

Le tableau qui suit porte les valeurs maximales des pressions les plus défavorables pour le vent perpendiculaire au pignon dans le sens V2.

Tableau2.20. Les valeurs maximales des pressions sur la structure dans le sens V2

zone	C_d	$q_p(Z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	716.25	-1.0	+0.8	-1289.25
B	1	716.25	-0.8	+0.8	-1146.00
C	1	716.25	-0.5	+0.8	-931.13
D	1	716.25	+0.8	-0.356	827.99
E	1	716.25	-0.3	+0.8	-787.87
F_{sup}	1	733.5	-2.42	+0.8	-2361.87
F_{inf}	1	733.5	-2.26	+0.8	-2244.51
G	1	733.5	-1.88	+0.8	-1965.78
H	1	733.5	-0.61	+0.8	-1034.24
I	1	733.5	-0.51	+0.8	-960.89

b.5)- Calcul des forces de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). [§2.6.3-RNV/2013]

On a :

L'aire des surfaces parallèles au vent :

$$(30 \times 13.5 \times 2) + (30 \times 10.05 \times 4) = 2016 \text{ m}^2$$

L'aire des surfaces perpendiculaires au vent :

$$40 \times 14.5 \times 2 = 1160 \text{ m}^2$$

On voit bien que :

$$2016 \text{ m}^2 < 4 \times 1160 = 4640 \text{ m}^2$$

Donc les effets de frottement du vent sur la surface sont négligés.

Chapitre 3

Dimensionnement des éléments secondaires

3.1. Introduction	31
3.2. Dimensionnement des éléments de toiture	31
3.2.1. La couverture	31
3.2.2. Les panne	33
3.2.2.1. Les charges appliquées sur la panne par mètre linéaire	33
3.2.2.2. Les combinaisons de charge à L'ELU et L'ELS	33
3.2.2.3. Pré dimensionnement des pannes à l'ELS	34
3.2.2.4. Dimensionnement des pannes	35
3.2.3. Les liernes	40
3.2.3.1. Déterminations des efforts de traction T	41
3.2.3.2. Dimensionnement des liernes	41
3.2.4. L'échantignolle	42
3.3. Dimensionnement des éléments de bardages	43
3.3.1. Le bardage	43
3.3.2. Les lisses de bardage	43
3.3.2.1. Long pan	44
3.3.2.2. Pignon	49
3.3.3. Les suspentes	53
3.3.3.1. Long pan	53
3.3.3.2. Pignon	55
3.4. Potelet	56
3.4.1. Les charges appliquées sur le potelet	57
3.4.2. Pré dimensionnement de potelet à l'ELS	57
3.4.3. Dimensionnement de potelet à l'ELU	58
3.4.3.1. Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M	58
3.4.3.2. Vérification de la stabilité au déversement sous N et M	60
3.5. La poutre porteuse de potelet intermédiaire	60

Dimensionnement des éléments secondaires

3.1. Introduction :

Ce chapitre consiste au dimensionnement et la vérification des éléments secondaires vis-à-vis les différentes actions et sollicitations agissant sur la structure.

3.2. Dimensionnement des éléments de toiture :

3.2.1. La couverture :

La couverture utilisée pour la toiture est un panneau sandwich de type TL75 dont les caractéristiques sont indiquées en premier chapitre, le panneau repose sur trois appuis au minimum espacés d'un entraxe $e = 1\text{ m}$.

➤ **Les charges supportées par la toiture :**

- ✓ La charge de la neige $S = 34.2\text{ daN/m}^2$
- ✓ La charge de vent $W = 120.30\text{ daN/m}^2$ est une dépression extérieure sur la zone F dans le sens de vent V1.
- ✓ La charge d'entretien $Q = 44.4\text{ daN/ml}$
- ✓ Le poids propre de panneau $G = 14.2\text{ daN/m}^2$

➤ **Remarque :**

Dans le cas où le vent est perpendiculaire au pignon on a le schéma statique de la panne ci-après

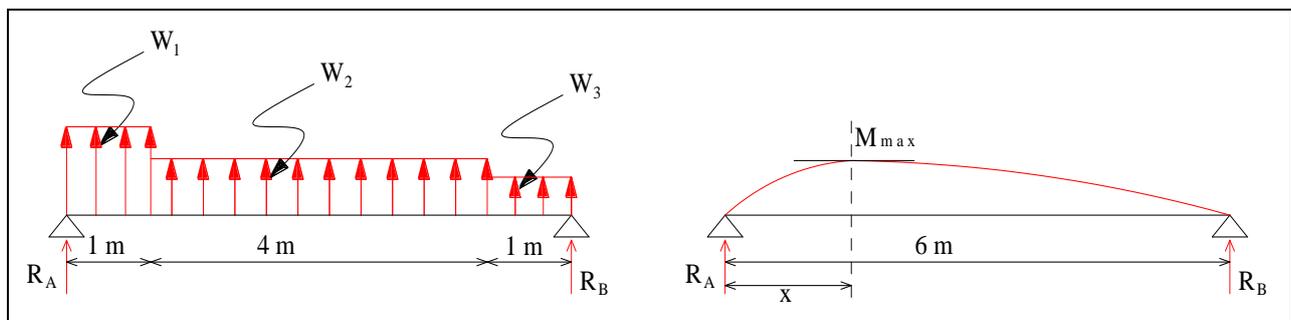


Figure 3.1. Schéma statique de la panne dans le cas de sens V2

$W_1 = 236.19\text{ daN/ml}$: Charge due à la dépression sur la zone F_{sup} pour le vent dans le sens V2

$W_2 = 103.42\text{ daN/ml}$: Charge due à la dépression sur la zone H pour le vent dans le sens V2

$W_3 = 96.09\text{ daN/ml}$: Charge due à la dépression sur la zone I pour le vent dans le sens V2

Avec :

$$R_A + R_B = -(W_1 \times 1) - (W_2 \times 4) - (W_3 \times 1) = -745.96\text{ daN} \Rightarrow \begin{cases} R_A = -431.36\text{ daN} \\ R_B = -314.61\text{ daN} \end{cases}$$

Le moment maximal dans la panne est déterminé au point x où l'effort tranchant V est nul (calcul de la RDM)

Au point x on a :

$$V = 0 \Rightarrow V = R_A + W_1 + W_2(x - 1) = 0 \Rightarrow x = \frac{-R_A - W_1}{W_2} + 1 = 2.89 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x) = R_A \times x + W_1 \left(x - \frac{1}{2}\right) + W_2 \frac{(x - 1)^2}{2} = -497.42 \text{ daN.m}$$

On va calculer la charge de vent équivalente W_{eq} sur la panne comme indique le schéma statique suivant :

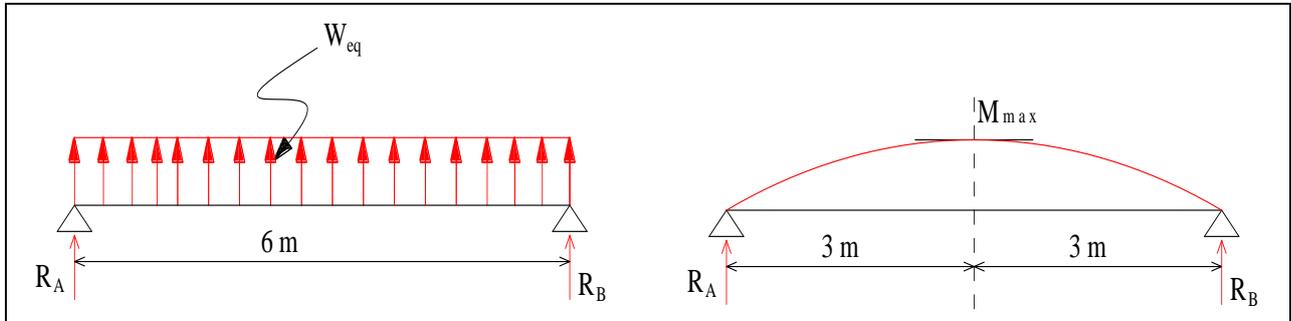


Figure 3.2. Schéma statique de la panne sous la charge équivalente

On a :

$$M_{\max} = \frac{W_{eq} \times L^2}{8} \Rightarrow W_{eq} = \frac{M_{\max} \times 8}{L^2} = 110.54 \text{ daN/ml}$$

On voit bien que la charge équivalente déterminée sur la panne est inférieure à celle de la zone F pour la direction de vent V1, pour cela dans le dimensionnement de la toiture et les panne on prend

$$W = 120.3 \text{ daN/m}^2$$

➤ **Les combinaisons de charges les plus défavorables :**

$$G + Q = 14.2 + 44.4 = 58.6 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \dots (1)$$

$$G + S = 14.2 + 34.2 = 48.4 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \dots (2)$$

$$G - W = 14.2 - 120.30 = -106.1 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \dots (3)$$

Le 3^{ème} cas est le plus défavorable. Alors, d'après le tableau (3.1) on voit bien qu'un panneau de type TL75 d'épaisseur 55 mm repose sur trois appuis avec un entraxe de $e = 4.82 \text{ m}$, peut résister jusqu'à 120 daN/ml, donc le panneau et l'entraxe choisis pour la couverture sont vérifiés.

Tableau 3.1. Les portées maximales en fonction des charges pour deux travées [Annexe 5]

portée à 2 travées charge daN/ml															
	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
Type															
TL75 ep = 55m m	8.75	6.95	6.07	5.52	5.12	4.82	4.58	4.38	4.21	4.07	3.94	3.83	3.73	3.63	3.55

3.2.2. Les pannes :

Les pannes sont des éléments disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan de versant, elles ont pour rôle de supporter la couverture et toutes surcharges possibles (neige, vent ...etc.), et par conséquent elles travaillent en flexion déviée.

Les pannes sont posées avec des travées de $l = 6\text{ m}$ et un espacement $e = 1\text{ m}$ avec une pente de versant $\alpha = 5.71^\circ$, dans le plans parallèle aux versant en utilise des liernes au milieu des pannes.

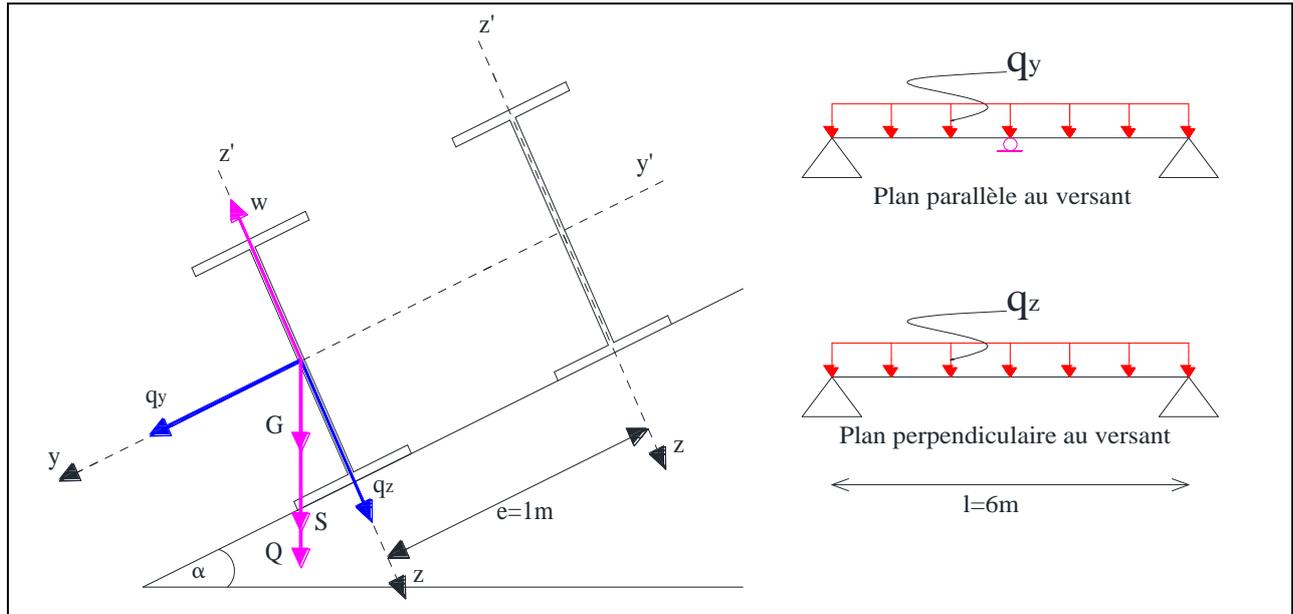


Figure3.3. Position des pannes sur le versant et les charges supportées

3.2.2.1. Les charges appliquées sur la panne par mètre linéaire :

On va multiplier toutes les charges par $e = 1\text{ m}$ donc :

$G = 14.2\text{ daN/ml}$ Poids propre de panneau sandwich TL75

$Q = 44.4\text{ daN/ml}$ Charge d'entretien

$W = 120.30\text{ daN/ml}$ Charge de vent sur la toiture

$S = 34.2\text{ daN/ml}$ Charge de la neige sur la toiture

3.2.2.2. Les combinaisons de charge à L'ELU et L'ELS :

$$\begin{cases} G \text{ et } Q \dots\dots\dots (1) \\ G \text{ et } S \dots\dots\dots (2) \\ G \text{ et } W \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Rappel sur les combinaisons de charges :

- ELU : $1.35G + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum_{i=2}^n 1.3 \varphi_{0i}Q_i$
- ELS : $G + Q_1 + \varphi_{0i}Q_i$

Avec :

G : Charge permanente

Q_1 : Charge temporaire de base

Q_i : Charges temporaire d'accompagnement

$$\gamma_{Q1} = 1.5$$

$$\varphi_{0i} = 0.77$$

- Selon les deux axes z et y , on calcul les charges à l'ELU et à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité.

À l'ELU :

$$\begin{cases} q_1^u = 1.35G + 1.5Q \\ q_2^u = 1.35G + 1.5S \\ q_3^u = 1.35G - 1.5W \end{cases}$$

$$q_1^u \begin{cases} q_{z1}^u = [1.35G + 1.5Q] \cos \alpha \times 1.25 = 106.68 \text{ daN/ml} \\ q_{y1}^u = [1.35G + 1.5Q] \sin \alpha \times 1.25 = 10.67 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$q_2^u \begin{cases} q_{z2}^u = [1.35G + 1.5S] \cos \alpha \times 1.25 = 87.65 \text{ daN/ml} \\ q_{y2}^u = [1.35G + 1.5S] \sin \alpha \times 1.25 = 8.76 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$q_3^u \begin{cases} q_{z3}^u = [G \cos \alpha - 1.5W] \times 1.25 = -207.90 \text{ daN /ml} \\ q_{y3}^u = 1.35G \sin \alpha \times 1.25 = 2.38 \text{ daN /ml} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} q_1^s = G + Q \\ q_2^s = G + S \\ q_3^s = G - W \end{cases}$$

$$q_1^s \begin{cases} q_{z1}^s = [G + Q] \cos \alpha \times 1.25 = 72.89 \text{ daN/ml} \\ q_{y1}^s = [G + Q] \sin \alpha \times 1.25 = 7.29 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$q_2^s \begin{cases} q_{z2}^s = [G + S] \cos \alpha \times 1.25 = 60.20 \text{ daN/ml} \\ q_{y2}^s = [G + S] \sin \alpha \times 1.25 = 6.02 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$q_3^s \begin{cases} q_{z3}^s = [G \cos \alpha - W] \times 1.25 = -132.71 \text{ daN/ml} \\ q_{y3}^s = G \sin \alpha \times 1.25 = 1.77 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

3.2.2.3. Pré dimensionnement des pannes à l'ELS :

Plan perpendiculaire au versant selon l'axe $z-z'$:

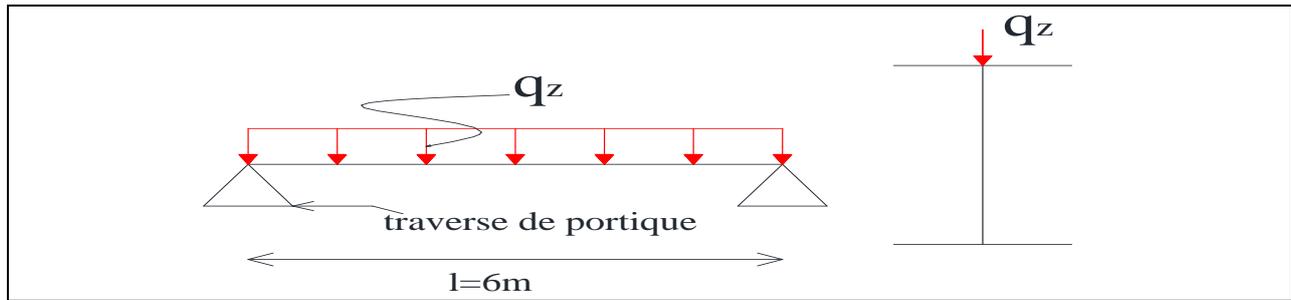


Figure 3.4. Schéma statique de la panne

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{200} \quad \Rightarrow \quad I_y \geq \frac{5 \times 200}{384} \times \frac{q_z \cdot l^3}{E}$$

Où :

\bar{f} : est la flèche admissible

l : est la portée de la panne

Donc :

$$I_y \geq \frac{5 \times 200}{384} \times \frac{132.71 \times 10^{-4} \times 600^3}{21000} = 355.47 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 355.47 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés, on opte sur un **IPE140** avec :

Tableau 3.2. Les caractéristiques du profilé IPE140

IPE	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A_{IPE} (cm ²)	G_{IPE} (Kg/ml)
140	541.2	44.92	88.34	19.25	140	73	4.7	6.9	16.4	12.9

3.2.2.4. Dimensionnement des pannes :

On ajoute le poids propre de la panne, puis on recalcule les charges les plus défavorables selon les deux axes à l'ELU et l'ELS.

$$G = [P_{\text{couverture}} + P_{\text{panne}}] \Rightarrow G = 14.2 + 12.9 = 27.1 \text{ daN/ml}$$

$$ELU_I \begin{cases} q_{z(\text{correspondant})}^u = [1.35G + 1.5Q] \cos \alpha \times 1.25 = 128.34 \text{ daN/ml} \\ q_{y(\text{max})}^u = [1.35G + 1.5Q] \sin \alpha \times 1.25 = 12.83 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$ELU_{II} \begin{cases} q_{z(\text{max})}^u = [G \cos \alpha - 1.5W] \times 1.25 = -191.86 \text{ daN/ml} \\ q_{y(\text{correspondant})}^u = 1.35G \sin \alpha \times 1.25 = 4.55 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$ELS_I \begin{cases} q_{z(\text{correspondant})}^s = [G + Q] \cos \alpha \times 1.25 = 88.93 \text{ daN/ml} \\ q_{y(\text{max})}^s = [G + Q] \sin \alpha \times 1.25 = 8.89 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS}_{II} \begin{cases} q_{z(\max)}^s = [G \cos \alpha - W] \times 1.25 = -116.67 \text{ daN/ml} \\ q_{y(\text{correspondant})}^s = G \sin \alpha \times 1.25 = 3.37 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

Condition de la flèche (ELS).

Condition de résistance (ELU).

a)- Condition de flèche (ELS) :

a.1)- ELS_I :

➤ **Vérification de la flèche suivant l'axe z-z' :**

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_{z(\text{correspondant})}^s \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 1.32 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche suivant l'axe y-y' :**

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{q_{y(\max)}^s \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 0.003 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l/2}{200} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

a.2)- ELS_{II} :

➤ **Vérification de la flèche suivant l'axe z-z' :**

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_{z(\max)}^s \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 1.03 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche suivant l'axe y-y' :**

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{q_{y(\text{correspondant})}^s \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 0.01 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{l/2}{200} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Donc l'IPE140 est vérifié à l'ELS.

b)- Condition de résistance (ELU) :

b.1)- Calcul des sollicitations :

➤ **ELU_I :**

$$M_{sd,y} = \frac{q_{z(\text{correspondant})}^u \cdot l^2}{8} = \frac{1.2834 \times 6^2}{8} = 5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,z} = \frac{q_{y(\max)}^u \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{0.1283 \times 3^2}{8} = 0.14 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd,z} = \frac{q_{z(\text{correspondant})}^u \cdot l}{2} = \frac{1.2834 \times 6}{2} = 3.85 \text{ KN}$$

$$V_{sd,y} = \frac{q_{y(\max)}^u \cdot l}{2} = \frac{0.1283 \times 3}{2} = 0.19 \text{ KN}$$

➤ **ELU_{II}** :

$$M_{sd,y} = \frac{q_{z(\max)}^u \cdot l^2}{8} = \frac{1.9186 \times 6^2}{8} = 8.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,z} = \frac{q_{y(\text{correspondant})}^u \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{0.0455 \times 3^2}{8} = 0.05 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd,z} = \frac{q_{z(\max)}^u \cdot l}{2} = \frac{1.9186 \times 6}{2} = 5.76 \text{ KN}$$

$$V_{sd,y} = \frac{q_{y(\text{correspondant})}^u \cdot l}{2} = \frac{0.0455 \times 3}{2} = 0.07 \text{ KN}$$

b.2)- Vérification de la résistance :

- **Détermination de la classe de profilé :**

Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{73/2}{6.9} = 5.29 \leq 10 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

→ La semelle est de classe I

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 72$$

→ L'âme est de classe I

Donc la section du profilé est de classe I

- **Vérification à la flexion déviée :**

On doit vérifier la condition de la flexion bi-axiale avec un calcul plastique car notre section est de classe I.

$$\left(\frac{M_{sd,y}}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{sd,z}}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$ pour les profilés en I et H et $\beta = 5n \geq 1$, $n = \frac{N}{N_{pl}} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

Où :

N : Effort normal sollicitant

N_{pl} : Effort normal résistant

Calcul des moments résistants plastiques pour les deux axes z-z' et y-y'.

$$\begin{cases} M_{pl.y} = \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.0} = 20.76 \text{ KN.m} \\ M_{pl.z} = \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.25 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.0} = 4.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec :

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité égal à 1.0

Pour l'ELU_I on à :

$$\left(\frac{5.78}{20.76}\right)^2 + \left(\frac{0.14}{4.52}\right)^1 = 0.108 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

Pour l'ELU_{II} on à :

$$\left(\frac{8.63}{20.76}\right)^2 + \left(\frac{0.05}{4.52}\right)^1 = 0.183 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

Donc la section de l'IPE140 est vérifiée à la flexion déviée

- **Vérification au cisaillement :**

La vérification est donnée par la formule suivant (pour les deux axes) :

$$\begin{cases} V_{sd.z} \leq V_{plz.rd} = \frac{A_{Vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \\ V_{sd.y} \leq V_{ply.rd} = \frac{A_{Vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \end{cases} \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} V_{plz.rd} = \frac{7.64(23.5/\sqrt{3})}{1} = 103.66 \text{ KN} \\ V_{ply.rd} = \frac{10.62(23.5/\sqrt{3})}{1} = 144.09 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour l'ELU_I on à :

$$V_{sd.z} = 3.85 \text{ KN} \ll V_{plz.rd} = 103.66 \text{ KN}$$

$$V_{sd.y} = 0.19 \text{ KN} \ll V_{ply.rd} = 144.09 \text{ KN}$$

Pour l'ELU_{II} on à :

$$V_{sd.z} = 5.76 \text{ KN} \ll V_{plz.rd} = 103.66 \text{ KN}$$

$$V_{sd.y} = 0.07 \text{ KN} \ll V_{ply.rd} = 144.09 \text{ KN}$$

La résistance des pannes au cisaillement est vérifiée

- **Vérification au déversement :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd.y} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Où :

$\beta_w = 1$ pour la classe I

χ_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$\bar{\lambda}_{LT}$: C'est l'élanement réduit vis-à-vis du déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \cdot \frac{M_{pl,y}}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

Dans notre cas on a des pannes à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après, qui place en sécurité.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} \leq 0.4$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.9\text{E} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = 114.19$$

$C_1 = 1.132$ La panne est bi-articulée à ses extrémités

$$l = 300 \text{ cm} ; \quad i_z = 1.65 \text{ cm} ; \quad h = 14 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{114.19}{93.9} = 1.22 > 0.4$$

Donc il y a risque de déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

Mais $\chi_{LT} \leq 1$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: profilés laminés

$$\begin{cases} \phi_{LT} = 1.351 \\ \chi_{LT} = 0.315 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 6.54 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{sd,y} = 8.63 \text{ KN.m} > 6.54 \text{ KN.m}$$

Donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, on augmente la section de profilé jusqu'à un IPE160

Tableau3.3. Les caractéristiques du profilé IPE160

IPE	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A_{IPE} (cm ²)	G_{IPE} (Kg/ml)
160	869.3	68.31	123.9	26.10	160	82	5	7.4	20.1	15.8

On aura :

$$\begin{cases} \lambda_{LT} = 109.45 \\ \bar{\lambda}_{LT} = 1.17 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \phi_{LT} = 1.286 \\ \chi_{LT} = 0.331 \end{cases}$$

$$\chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 9.64 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{sd,y} = 8.47 \text{ KN.m} < 9.64 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée, alors on opte sur un **IPE160**

3.2.3. Les liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

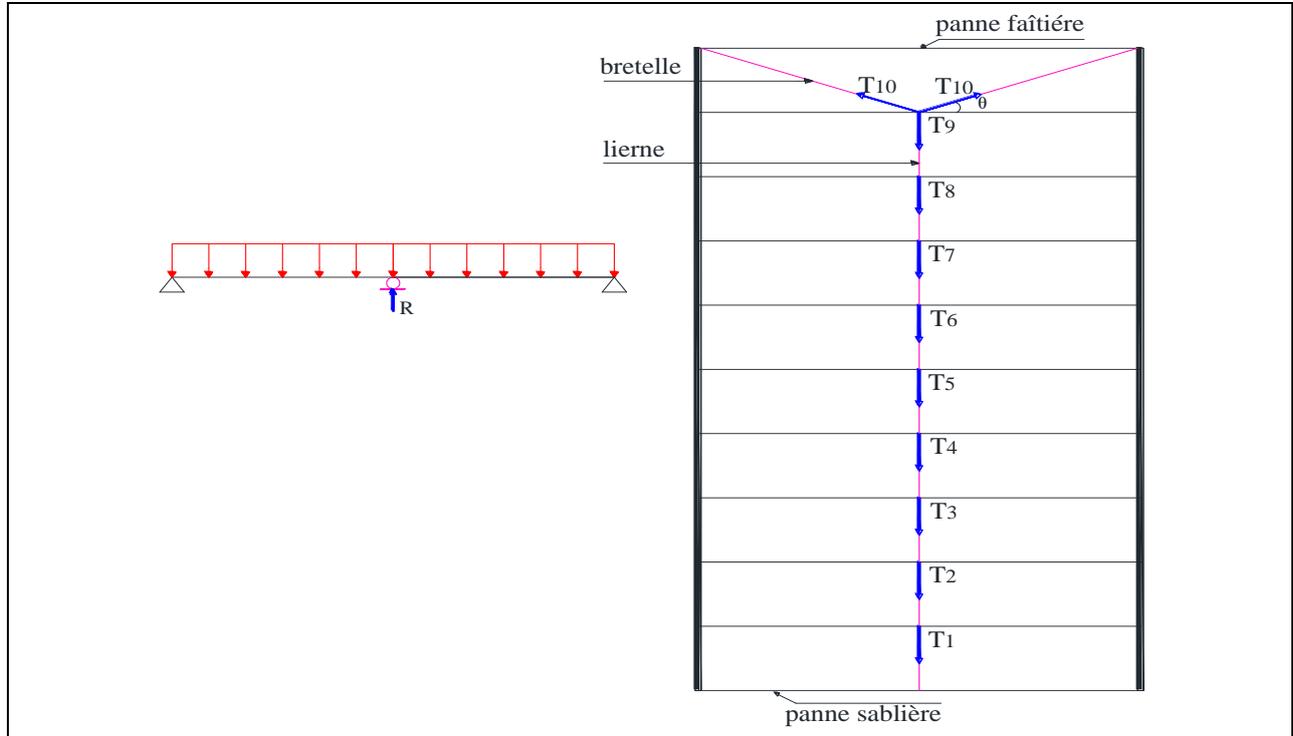


Figure3.5. La disposition des liernes sur les pannes

$$T = 1.25 \times q_y \times l/2 \quad \text{Est la réaction de la panne}$$

3.2.3.1. Déterminations des efforts de traction T :

T_1 : Réaction d'appuis de la panne sablière

$$q_{y1} = \left[1.35 \left(G \times \frac{e}{2} + G_{IPE160} \right) + 1.5 \left(Q \times \frac{e}{2} \right) \right] \times 1.25 \sin \alpha = 7.99 \text{ daN/ml}$$

$$T_1 = 1.25 \times q_{y1} \times l/2 = 29.96 \text{ daN}$$

$$q_{y2} = [1.35(G \times e + G_{IPE160}) + 1.5(Q \times e)] \times 1.25 \sin \alpha = 12.01 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} T_2 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_1 = 75 \text{ daN} \\ T_3 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_2 = 120.04 \text{ daN} \\ T_4 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_3 = 165.08 \text{ daN} \\ T_5 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_4 = 210.11 \text{ daN} \\ T_6 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_5 = 255.15 \text{ daN} \\ T_7 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_6 = 300.19 \text{ daN} \\ T_8 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_7 = 345.23 \text{ daN} \\ T_9 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_8 = 390.26 \text{ daN} \end{cases}$$

$$2T_{10} \sin \theta = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_9$$

Avec :

$$\theta = \arctg\left(\frac{e}{l/2}\right) = \arctg\left(\frac{1}{3}\right) = 18.43^\circ$$

Donc :

$$T_{10} = \frac{1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_9}{2 \sin \theta} = 688.45 \text{ daN}$$

3.2.3.2. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $N_{tsd} = 6.88 \text{ KN}$. La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

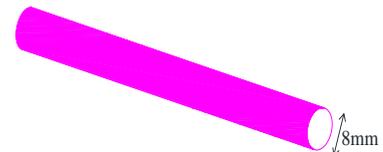
D'où :

$$A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq 0.293 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0.293 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{(0.293 \times 4/\pi)}$$

$$\phi \geq 0.611 \text{ cm} = 6.11 \text{ mm}$$

Donc on opte sur une tige d'un **rond plein de ϕ_8**



3.2.4. L'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portique. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2(b_{\text{panne}} / 2) \leq t \leq 3(b_{\text{panne}} / 2)$$

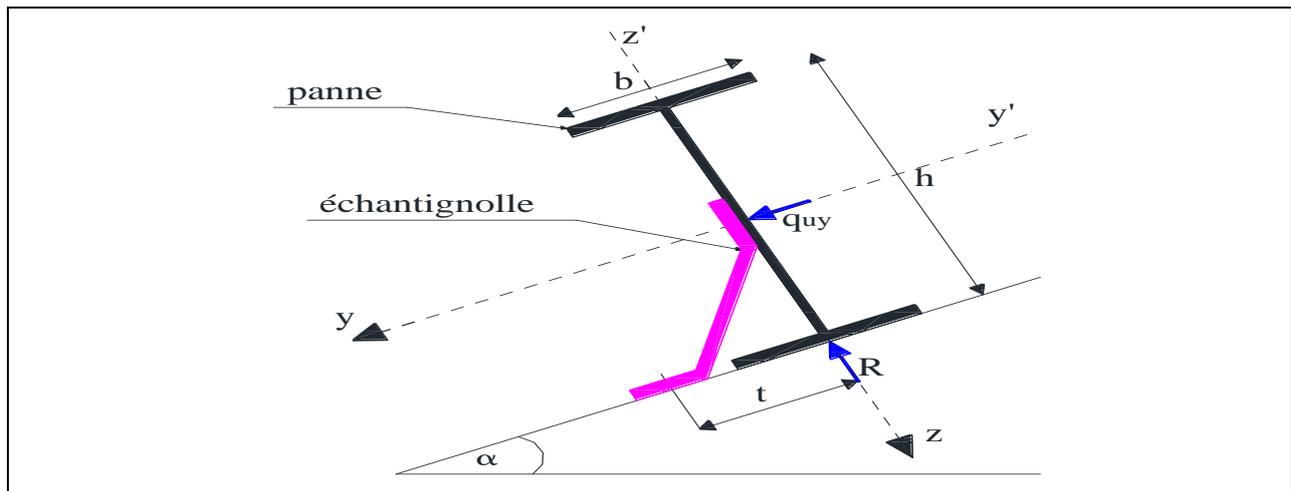


Figure 3.6. Schéma statique de l'échantignolle

Pour un IPE160 :

$$b_{\text{panne}} = 82 \text{ mm} = 8.2 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = 160 \text{ mm} = 16 \text{ cm}$$

$$8.2 \text{ cm} \leq t \leq 12.3 \text{ cm} \quad \text{On opte } t = 10 \text{ cm}$$

Sous la combinaison : $[G \cos \alpha - 1.5W]$

Avec :

$$G = [P_{\text{couverture}} + P_{\text{panne}}] \Rightarrow G = 14.2 + 15.8 = 30 \text{ daN/ml}$$

$$q_z^u = [G \cos \alpha - 1.5W] = -150.60 \text{ daN/ml} = -1.51 \text{ KN/ml}$$

$$q_y^u = [1.35G + 1.5Q] \sin \alpha = 10.66 \text{ daN/ml} = 0.11 \text{ KN/ml}$$

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien d'autre que la réaction d'appuis des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire.

$$R = 1.25 \cdot q_y^u \cdot l = 11.33 \text{ KN}$$

L'effort R et la charge q_y^u risquent de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque il faut vérifier que le moment de renversement M_R ne dépasse pas le moment de pliage M_{pliage} .

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

$$M_R = R \cdot t + 1.25 \cdot q_y^u \cdot l \cdot \frac{h}{2} = 1.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{\text{el},y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_R \quad \Rightarrow \quad W_{\text{el},y} \geq \frac{(\gamma_{m0} \times M_R)}{f_y}$$

$$W_{\text{el},y} \geq 5.11 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire

$$W_{\text{el},y} = \frac{b_{\text{échantignolle}} \cdot e^2}{6}$$

On prend $b_{\text{échantignolle}} = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$W_{\text{el},y} = \frac{20 \cdot e^2}{6} = 3.33 \cdot e^2$$



$$3.33 \cdot e^2 \geq 5.11 \text{ cm}^3 \quad \Rightarrow \quad e \geq \sqrt{(5.11/3.33)} = 1.24 \text{ cm}$$

On opte sur une échantignolle de **12 mm d'épaisseur** avec un raidisseur.

Conclusion :

Finalement après toutes les vérifications on a opté sur un **IPE160** pour les pannes, un **rond plein de ϕ_8** pour les liernes et une **échantignolle de 12 mm** avec un **raidisseur**.

3.3. Dimensionnement des éléments de bardages :

3.3.1. Le bardage :

La couverture utilisée pour le bardage est un panneau sandwich, dont les caractéristiques sont indiquées en premier chapitre, le panneau repose sur trois appuis au minimum espacé par l'entraxe $e = 1.5 \text{ m}$.

Les panneaux de bardage sont soumis uniquement à la charge due au vent :

Long pan : $W = 1289.25 \text{ N/m}^2$ dépression extérieure sur la zone A dans le sens V_2

Pignon : $W = 827.99 \text{ N/m}^2$ pression extérieure sur la zone D dans le sens V_2

D'après le tableau des caractéristiques des panneaux sandwich on voit bien qu'un panneau de type PS35 d'épaisseur 35 mm repose sur trois appuis avec un entraxe de $e = 2.65 \text{ m}$, peut résister jusqu'à 137 daN/ml, donc le panneau et l'entraxe choisis pour la couverture sont vérifiés.

3.3.2. Les lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés. Elles sont disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portique ou par les

potelets intermédiaires, elles sont destinées à prendre la charge due au vent sur le bardage et le poids propre de panneau ainsi que leurs poids propre. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible donnée par les bacs de bardage.

3.3.2.1. Long pan :

a)- Les charges appliquées sur la lisse par mètre linéaire :

$G = 11.31 \text{ daN/m}^2$ Poids propre de panneau sandwich

D'où : $G = 11.31 \times e = 16.97 \text{ daN/ml}$

$W = 128.925 \text{ daN/m}^2$ Charge de vent

D'où : $W = 128.925 \times e = 193.39 \text{ daN/ml}$

Avec $e = 1.5 \text{ m}$

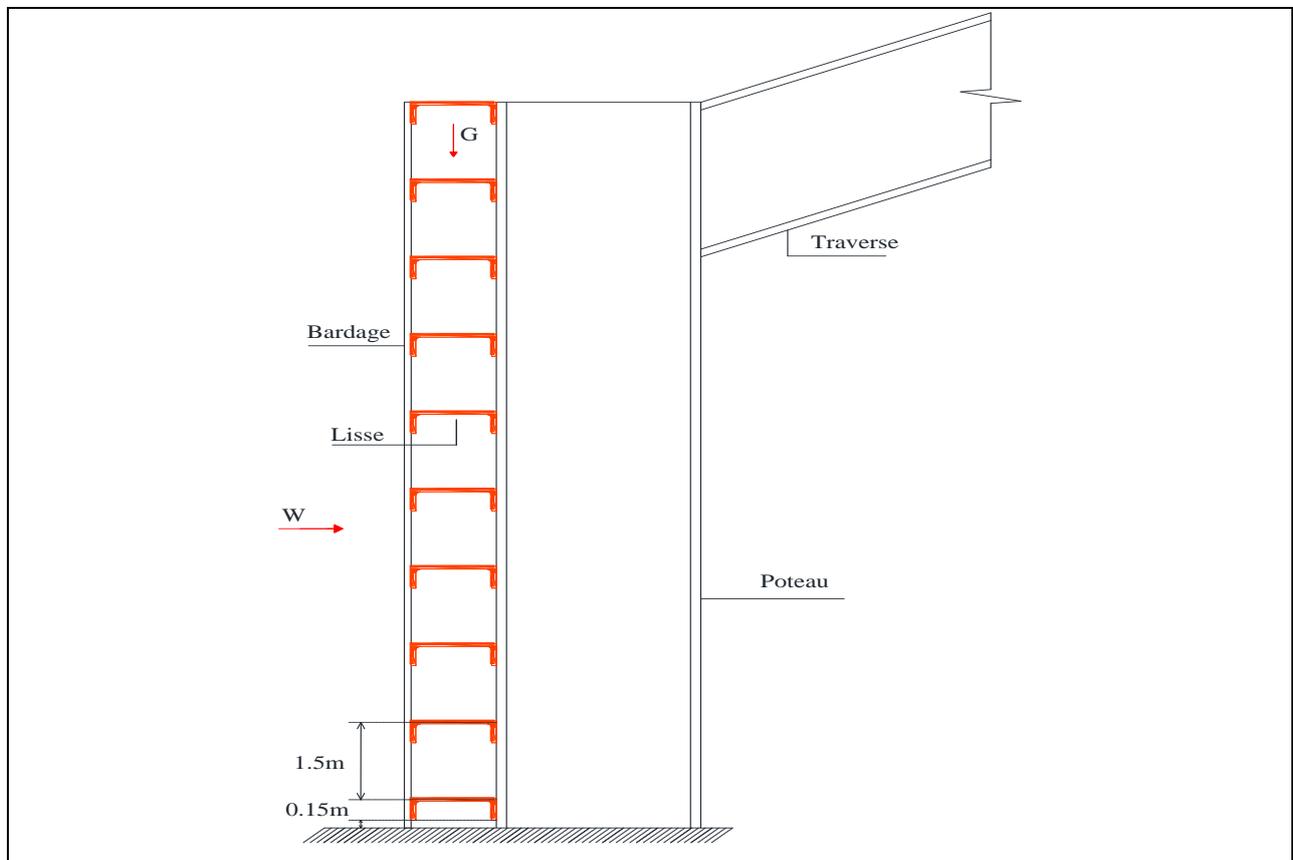


Figure3.7. Disposition des lisses de bardage en long pan

b)- Les combinaisons de charge à L'ELU et L'ELS :

À l'ELU :

$$\begin{cases} q_z^u = 1.5W \times 1.25 = 362.61 \text{ daN/ml} \\ q_y^u = 1.35G \times 1.25 = 28.64 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} q_z^s = W \times 1.25 = 241.74 \text{ daN/ml} \\ q_y^s = G \times 1.25 = 21.21 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

c)- Pré dimensionnement des lisses de bardages à l'ELS :

Plan parallèle à l'âme l'axe z-z' :

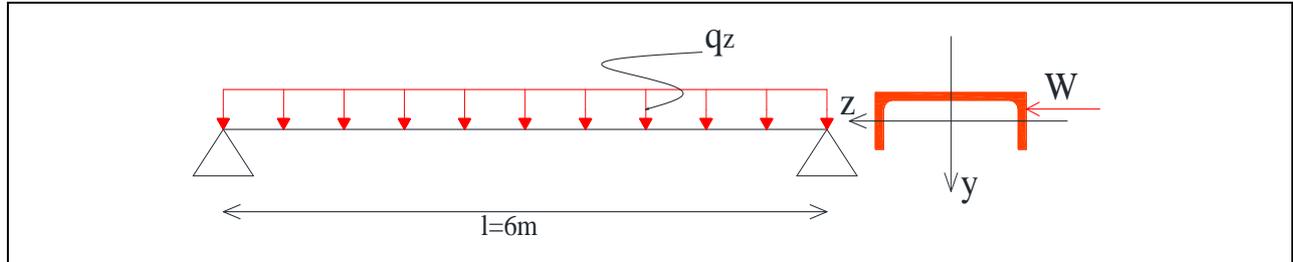


Figure 3.8. Schéma statique de la lisse de bardage en long pan

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z^s \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{200} \quad \Rightarrow \quad I_y \geq \frac{5 \times 200}{384} \times \frac{q_z^s \cdot l^3}{E}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 200}{384} \times \frac{241.74 \times 10^{-4} \times 600^3}{21000} = 647.52 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 647.52 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils on opte sur un UAP150 avec :

Tableau 3.4. Les caractéristiques du profilé UAP150

UAP	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A_{UAP} (cm ²)	G_{UAP} (Kg/ml)
150	796.06	93.25	125.27	38.91	150	65	7.0	10.3	22.84	17.93

d)- Dimensionnement des lisses de bardages :

On ajoute le poids propre de la lisse, puis on recalcule les charges selon les deux axes à l'ELU et l'ELS.

$$G = [P_{\text{bardage}} + P_{\text{lisse}}] \Rightarrow G = 16.97 + 17.93 = 34.9 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} q_y^u = 1.35G \times 1.25 = 58.9 \text{ daN/ml} \\ q_y^s = G \times 1.25 = 43.63 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

Les lisses sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

Condition de la flèche (ELS).

Condition de résistance (ELU).

d.1)- Condition de flèche (ELS) :

- **Vérification de la flèche suivant l'axe z-z' :**

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z^s \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 2.44 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche suivant l'axe y-y' :**

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_y^s \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 3.76 \text{ cm} > \bar{f} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

On remarque que la flèche calculée est supérieure à la flèche admissible, il faut dans ce cas disposer des suspentes à mi-travée, pour créer un appui intermédiaire.

- **Vérification de la flèche suivant l'axe y-y' :**

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{q_y^s \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 0.1 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{200} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Donc l'UAP150 est vérifié à l'ELS, avec suspentes à mi-travée selon l'axe y-y'

d.2)- Condition de résistance (ELU) :

- **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations maximales sont calculées selon les combinaisons les plus défavorables.

Tableau3.5. Les résultats de calcul des sollicitations pour l'UAP150

sollicitation	$M_{sd,y}$ (KN.m)	$M_{sd,z}$ (KN.m)	$V_{sd,y}$ (KN)	$V_{sd,z}$ (KN)
UAP150	16.32	0.663	0.88	10.88

- **Vérification de la résistance :**

➤ **Détermination de la classe de profilé :**

Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{65/2}{10.3} = 3.15 \leq 10 \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

→ La semelle est de classe I

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{109}{7} = 15.57 \leq 72$$

→ L'âme est de classe I

Donc la section de profilé est de classe I

➤ **Vérification à la flexion bi axiale :**

On doit vérifier la condition de la flexion bi-axiale avec un calcul plastique.

$$\left(\frac{M_{sd,y}}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{sd,z}}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 1$ et $\beta = 1$ pour le profilé UAP150, classe I (Ce qui met largement en sécurité)

Calcul des moments résistants plastiques pour les deux axes z-z' et y-y'.

$$\begin{cases} M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{125.27 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.0} = 29.44 \text{ KN.m} \\ M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{38.91 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.0} = 9.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors :

$$\frac{16.32}{29.44} + \frac{0.663}{9.14} = 0.63 \leq 1$$

vérifiée

Donc la section de l'UAP150 est vérifiée à la flexion bi axiale

➤ **Vérification au cisaillement :**

La vérification est comme suit :

$$\begin{cases} V_{sd,z} \leq V_{plz.rd} = \frac{A_{Vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \\ V_{sd,y} \leq V_{ply.rd} = \frac{A_{Vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \end{cases} \quad \text{Avec:} \quad \begin{cases} V_{plz.rd} = \frac{11.28(23.5/\sqrt{3})}{1} = 153.04 \text{ KN} \\ V_{ply.rd} = \frac{13.33(23.5/\sqrt{3})}{1} = 180.86 \text{ KN} \end{cases}$$

D'où :

$$V_{sd,z} = 1.77 \text{ KN} \ll V_{plz.rd} = 153.04 \text{ KN}$$

$$V_{sd,y} = 10.88 \text{ KN} \ll V_{ply.rd} = 180.86 \text{ KN}$$

La résistance des lisses au cisaillement est vérifiée

➤ **Vérification au déversement :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd,y} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Où :

$$\beta_w = 1 \quad \text{pour la classe I}$$

χ_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} \leq 0.4$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.9 \text{E} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = 88.46$$

$C_1 = 1.132$ La lisse est bi-articulée à ses extrémités

$$l = 300 \text{ cm} ; \quad i_z = 2.02 \text{ cm} ; \quad h = 15 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{88.46}{93.9} = 0.94 > 0.4$$

Donc il y a risque de déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

Mais $\chi_{LT} \leq 1$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: profilés laminés

$$\begin{cases} \phi_{LT} = 1.02 \\ \chi_{LT} = 0.42 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 11.24 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{sd,y} = 16.32 \text{ KN.m} > 11.24 \text{ KN.m}$$

Donc la stabilité au déversement de la lisse n'est pas vérifiée, on augmente la section de profilé jusqu'à un l'UAP200, par la méthode de tâtonnement.

On aura :

$$\begin{cases} \lambda_{LT} = 87.73 \\ \bar{\lambda}_{LT} = 0.93 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \phi_{LT} = 1.01 \\ \chi_{LT} = 0.42 \end{cases}$$

$$\chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 21.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 19.58 \text{ KN.m} < 21.26 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée, alors on opte sur un **UAP200** pour les lisses de bardage de long-pan.

Tableau3.6. Les caractéristiques du profilé UAP200

UAP	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A_{UAP} (cm ²)	G_{UAP} (Kg/ml)
200	1945.85	169.69	230.12	58.49	200	75	8.0	11.5	31.98	25.10

3.3.2.2. Pignon :**a)- Les charges appliquées sur la lisse par mètre linéaire :**

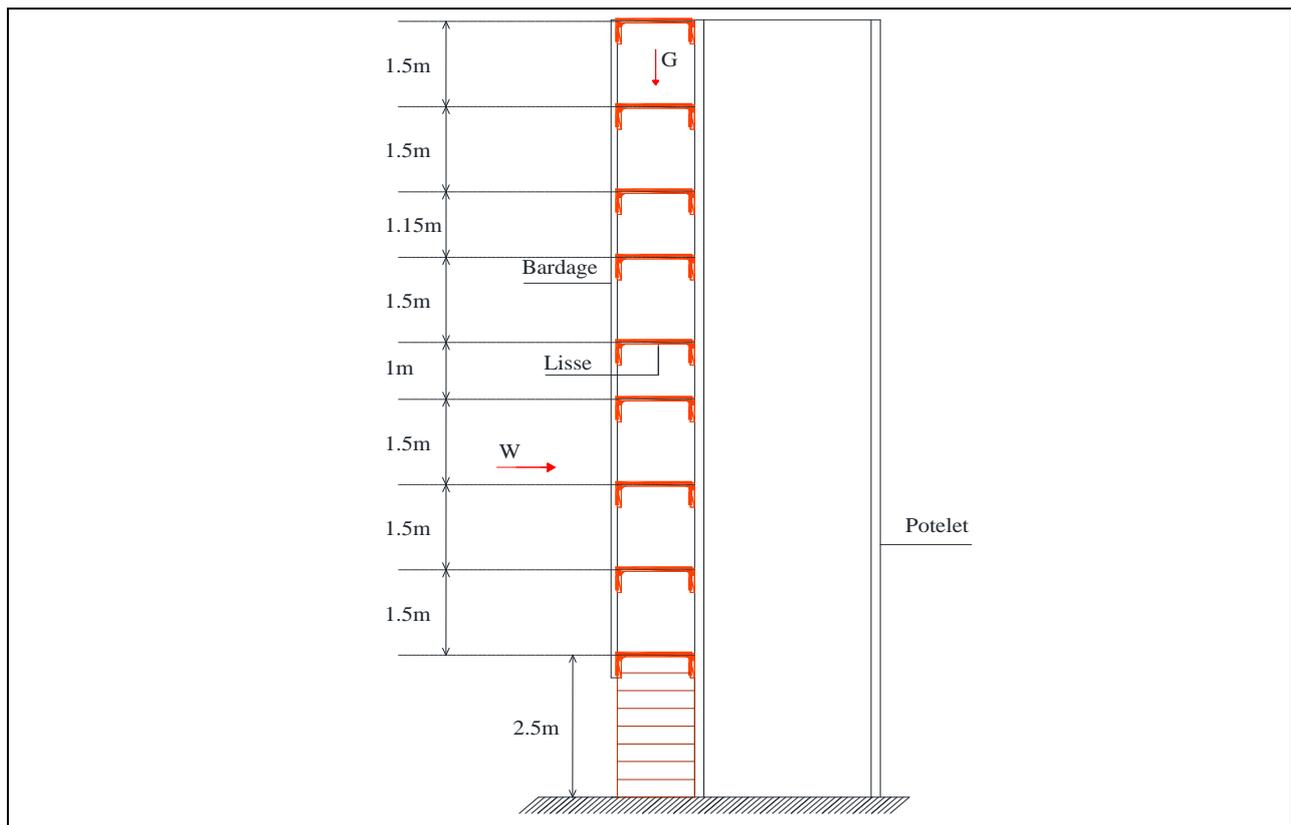
$G = 11.31 \text{ daN/m}^2$ Poids propre de panneau sandwich

D'où : $G = 11.31 \times e = 16.97 \text{ daN/ml}$

$W = 82.799 \text{ daN/m}^2$ Charge de vent

D'où : $W = 82.799 \times e = 124.20 \text{ daN/ml}$

Avec $e = e_{\max} = 1.5 \text{ m}$

**Figure3.9.** Disposition des lisses de bardage en pignon**b)- Les combinaisons de charge à L'ELU et L'ELS :**

À l'ELU :

$$\begin{cases} q_z^u = 1.5W \times 1.25 = 232.88 \text{ daN/ml} \\ q_y^u = 1.35G \times 1.25 = 28.64 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} q_z^s = W \times 1.25 = 155.25 \text{ daN/ml} \\ q_y^s = G \times 1.25 = 21.21 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

c)- Pré dimensionnement des lisses de bardages à l'ELS :

Plan parallèle à l'âme l'axe z-z' :

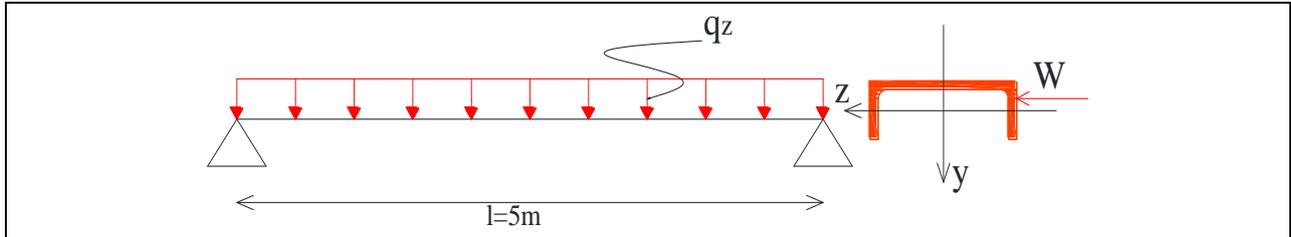


Figure3.10. Schéma statique de la lisse de bardage en pignon

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z^s \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{200} \quad \Rightarrow \quad I_y \geq \frac{5 \times 200}{384} \times \frac{q_z^s \cdot l^3}{E}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 200}{384} \times \frac{155.25 \times 10^{-4} \times 500^3}{21000} = 240.65 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 240.65 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on opte sur un **UAP130** avec :

Tableau3.7. Les caractéristiques du profilé UAP130

UAP	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A_{UAP} (cm ²)	G_{UAP} (Kg/ml)
130	459.56	51.34	83.51	25.64	130	55	6.0	9.5	17.50	13.74

d)- Dimensionnement des lisses de bardages :

On ajoute le poids propre de la lisse, puis on recalcule les charges selon les deux axes à l'ELU et l'ELS.

$$G = [P_{\text{bardage}} + P_{\text{lisse}}] \Rightarrow G = 16.97 + 13.74 = 30.71 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} q_y^u = 1.35G \times 1.25 = 51.82 \text{ daN/ml} \\ q_y^s = G \times 1.25 = 38.39 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

Les lisses sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

Condition de la flèche (ELS).

Condition de résistance (ELU).

d.1)- Condition de flèche (ELS) :

- **Vérification de la flèche suivant l'axe z-z' :**

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z^s \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 1.3 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{200} = 2.5 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche suivant l'axe y-y' :**

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_y^s \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 2.9 \text{ cm} > \bar{f} = \frac{l}{200} = 2.5 \text{ cm} \quad \text{n' est pas vérifiée}$$

On remarque que la flèche calculée est supérieure à la flèche admissible, il faut dans ce cas disposer des suspentes à mi-travée, pour créer un appui intermédiaire.

- **Vérification de la flèche suivant l'axe y-y' :**

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{q_y^s \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 0.07 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{200} = 1.25 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Donc l'UAP130 est vérifié à l'ELS, avec suspentes à mi-travée.

d.2)- Condition de résistance (ELU) :

- **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations maximales seront calculées selon les combinaisons les plus défavorables.

Tableau3.8. Les résultats de calcul des sollicitations pour l'UAP130

sollicitation	$M_{sd,y}$ (KN.m)	$M_{sd,z}$ (KN.m)	$V_{sd,y}$ (KN)	$V_{sd,z}$ (KN)
UAP130	7.28	0.40	0.65	5.82

- **Vérification de la résistance :**
 - **Détermination de la classe de profilé :**

Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{55/2}{9.5} = 2.89 \leq 10 \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

→ La semelle est de classe I

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{92}{6} = 15.33 \leq 72$$

→ L'âme est de classe I

Donc la section de profilé est de classe I

➤ **Vérification à la flexion bi axiale :**

On doit vérifier la condition de la flexion bi-axiale avec un calcul plastique.

$$\left(\frac{M_{sd,y}}{M_{pl,y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{sd,z}}{M_{pl,z}}\right)^{\beta} \leq 1$$

Avec : $\alpha = 1$ et $\beta = 1$ pour le profilé UAP130, classe I (Ce qui met largement en sécurité)

Calcul des moments résistants plastiques pour les deux axes z-z' et y-y'.

$$\begin{cases} M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{83.51 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.0} = 19.62 \text{ KN.m} \\ M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{25.64 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.0} = 6.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors :

$$\frac{7.28}{19.62} + \frac{0.40}{6.03} = 0.44 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

Donc la section de l'UAP130 est vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement :**

La vérification est comme suit :

$$\begin{cases} V_{sd,z} \leq V_{plz.rd} = \frac{A_{Vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \\ V_{sd,y} \leq V_{ply.rd} = \frac{A_{Vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \end{cases} \quad \text{Avec: } \begin{cases} V_{plz.rd} = \frac{8.52(23.5/\sqrt{3})}{1} = 115.60 \text{ KN} \\ V_{ply.rd} = \frac{10.45(23.5/\sqrt{3})}{1} = 141.78 \text{ KN} \end{cases}$$

D'où :

$$V_{sd,z} = 5.82 \text{ KN} \ll V_{plz.rd} = 115.60 \text{ KN}$$

$$V_{sd,y} = 0.65 \text{ KN} \ll V_{ply.rd} = 141.78 \text{ KN}$$

La résistance des lisses au cisaillement est vérifiée

➤ **Vérification au déversement :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd,y} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Où :

$$\beta_w = 1 \quad \text{pour la classe I}$$

χ_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} \leq 0.4$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.9\text{E} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = 85.39$$

$C_1 = 1.132$ La lisse est bi-articulée à ses extrémités

$$l = 250 \text{ cm} ; \quad i_z = 1.71 \text{ cm} ; \quad h = 13 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{88.46}{93.9} = 0.91 > 0.4$$

Donc il y a risque de déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

Mais $\chi_{LT} \leq 1$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: profilés laminés

$$\begin{cases} \phi_{LT} = 0.99 \\ \chi_{LT} = 0.43 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 7.67 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{sd,y} = 7.28 \text{ KN.m} < 7.67 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée, alors on opte sur un **UAP130** pour les lisses de bardage de pignon.

3.3.3. Les suspentes :

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des lisses.

$$T = 1.25 \times q_y \times l/2 \quad \text{Est la réaction de la lisse}$$

3.3.3.1. Long pan :

$$\gamma = \arctg\left(\frac{e}{l/2}\right) = \arctg\left(\frac{1.5}{3}\right) = 26.57^\circ$$

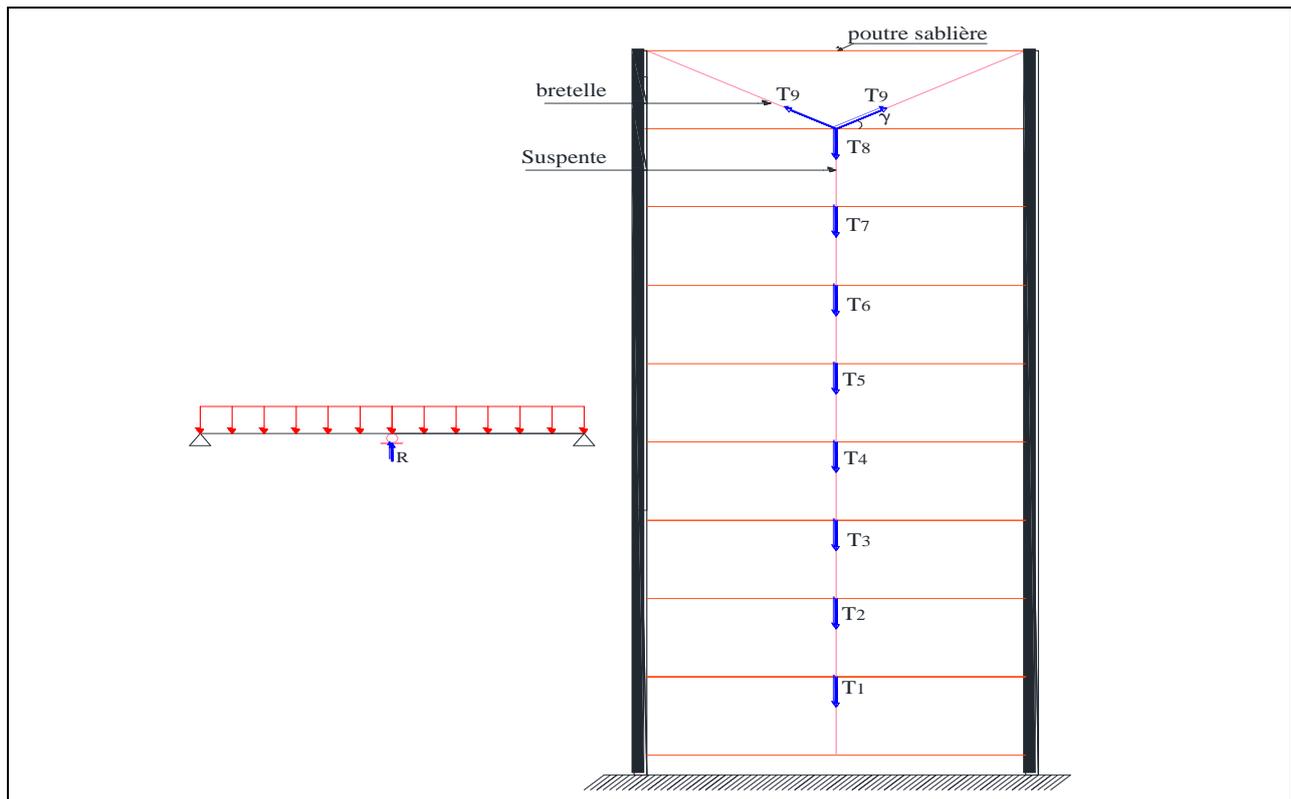


Figure 3.11. La disposition des suspentes sur les lisses de bardage en long pan

a)- Déterminations des efforts de traction T :

$$q_{y1} = 1.35 \left(G \left(\frac{e}{2} + 0.15 \right) + G_{UAP\ 200} \right) \times 1.25 = 59.53 \text{ daN/ml}$$

$$T_1 = 1.25 \times q_{y1} \times l/2 = 223.24 \text{ daN}$$

$$q_{y2} = 1.35(G \times e + G_{UAP\ 200}) \times 1.25 = 70.98 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} T_2 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_1 = 489.42 \text{ daN} \\ T_3 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_2 = 755.60 \text{ daN} \\ T_4 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_3 = 1021.78 \text{ daN} \\ T_5 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_4 = 1287.96 \text{ daN} \\ T_6 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_5 = 1554.14 \text{ daN} \\ T_7 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_6 = 1820.32 \text{ daN} \\ T_8 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_7 = 2086.50 \text{ daN} \end{cases}$$

$$2T_9 \sin \gamma = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_8 \Rightarrow T_9 = \frac{1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_8}{2 \sin \gamma} = 2629.92 \text{ daN}$$

b)- Dimensionnement des suspentes :

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $N_{tsd} = 26.30 \text{ KN}$. La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

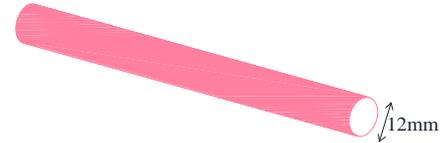
D'où :

$$A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 1.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{(1.12 \times 4/\pi)}$$

$$\phi \geq 1.2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

Donc on opte sur une tige d'un **rond plein de ϕ_{12}**



3.3.3.2. Pignon :

$$\gamma = \arctg\left(\frac{e}{l/2}\right) = \arctg\left(\frac{0.65}{2.5}\right) = 14.57^\circ$$

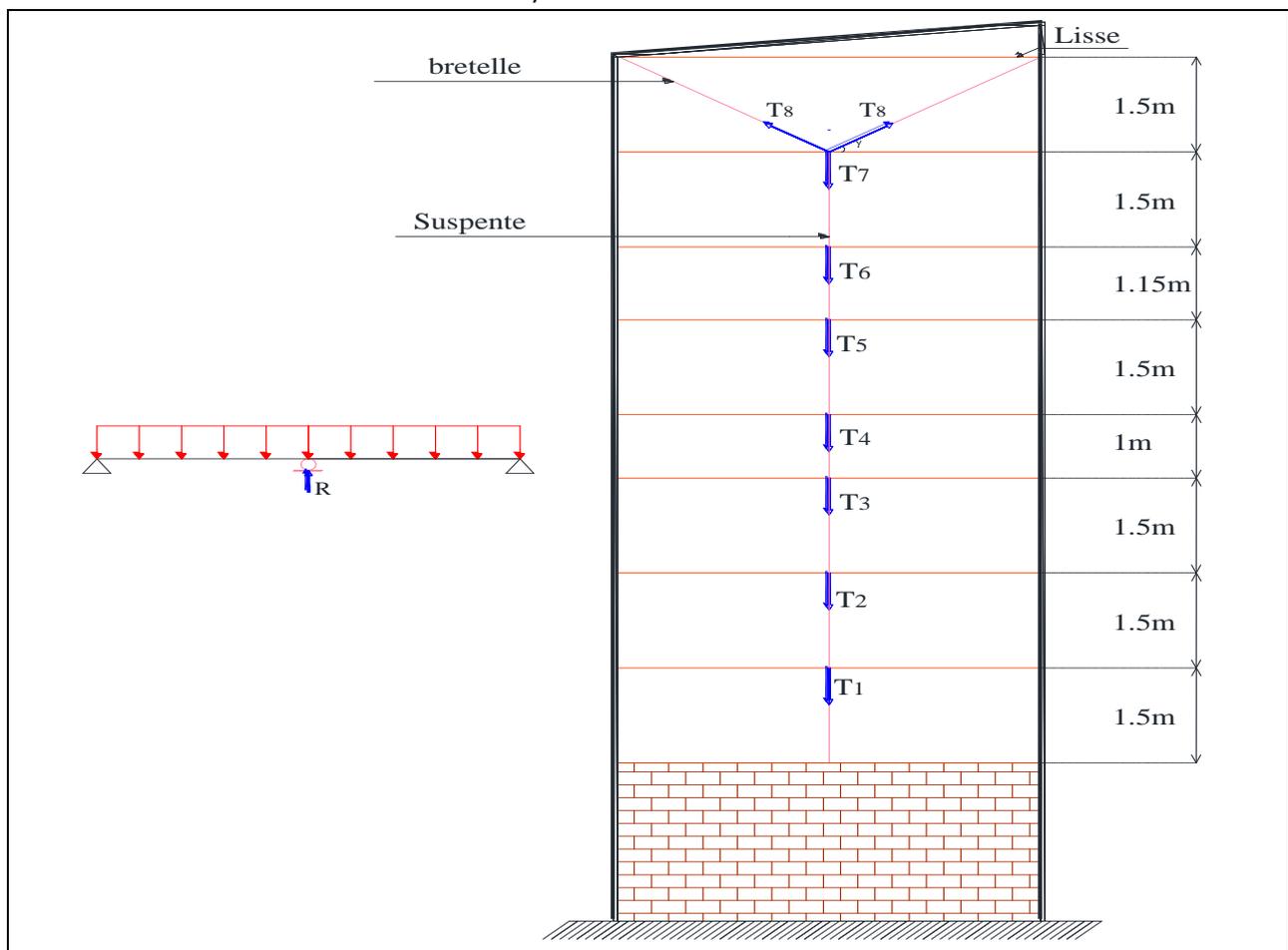


Figure3.12. La disposition des suspentes sur les lisses de bardage en pignon

a)- Déterminations des efforts de traction T :

$$q_{y1} = 1.35 \left(G \times \frac{e}{2} + G_{UAP 130} \right) \times 1.25 = 37.50 \text{ daN/ml} \quad \text{avec } e = 1.5 \text{ m}$$

$$T_1 = 1.25 \times q_{y1} \times l/2 = 117.19 \text{ daN}$$

$$q_{y2} = q_{y3} = q_{y8} = 1.35(G \times e + G_{UAP 130}) \times 1.25 = 51.81 \text{ daN/ml} \quad \text{avec } e = 1.5 \text{ m}$$

$$q_{y4} = q_{y5} = 1.35(G \times e + G_{UAP\ 130}) \times 1.25 = 51.81 \text{ daN/ml} \quad \text{avec } e = 1.25 \text{ m}$$

$$q_{y6} = q_{y7} = 1.35(G \times e + G_{UAP\ 130}) \times 1.25 = 51.81 \text{ daN/ml} \quad \text{avec } e = 1.325 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_2 = 1.25 \times q_{y2} \times l/2 + T_1 = 279.1 \text{ daN} \\ T_3 = 1.25 \times q_{y3} \times l/2 + T_2 = 441.01 \text{ daN} \\ T_4 = 1.25 \times q_{y4} \times l/2 + T_3 = 588.01 \text{ daN} \\ T_5 = 1.25 \times q_{y5} \times l/2 + T_4 = 735.01 \text{ daN} \\ T_6 = 1.25 \times q_{y6} \times l/2 + T_5 = 886.48 \text{ daN} \\ T_7 = 1.25 \times q_{y7} \times l/2 + T_6 = 1037.95 \text{ daN} \end{cases}$$

$$2T_8 \sin \gamma = 1.25 \times q_{y8} \times l/2 + T_7 \Rightarrow T_8 = \frac{1.25 \times q_{y8} \times l/2 + T_7}{2 \sin \gamma} = 2384.81 \text{ daN}$$

b)- Dimensionnement des suspentes :

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $N_{tsd} = 23.85 \text{ KN}$. La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

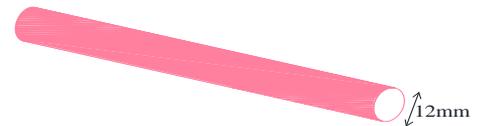
D'où :

$$A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{(1.01 \times 4/\pi)}$$

$$\phi \geq 1.13 \text{ cm} = 11.30 \text{ mm}$$

Donc on opte une tige d'un **rond plein de ϕ_{12}**



3.4. Potelet :

Les potelets sont des éléments en profilés laminés et destinés à rigidifier le bardage, ayant pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux (due au vent). Les potelets sont disposés verticalement sur le pignon avec des différentes hauteurs, le potelet intermédiaire est posé sur une poutre porteuse reposant sur les deux potelets de rive, ces derniers sont soumis à la flexion composée dans les efforts sont exprimées c'est après :

- Effort normal produit par le poids propre de potelet, lisse de bardage et le bardage
- Effort de flexion produit par l'action de vent sur le pignon

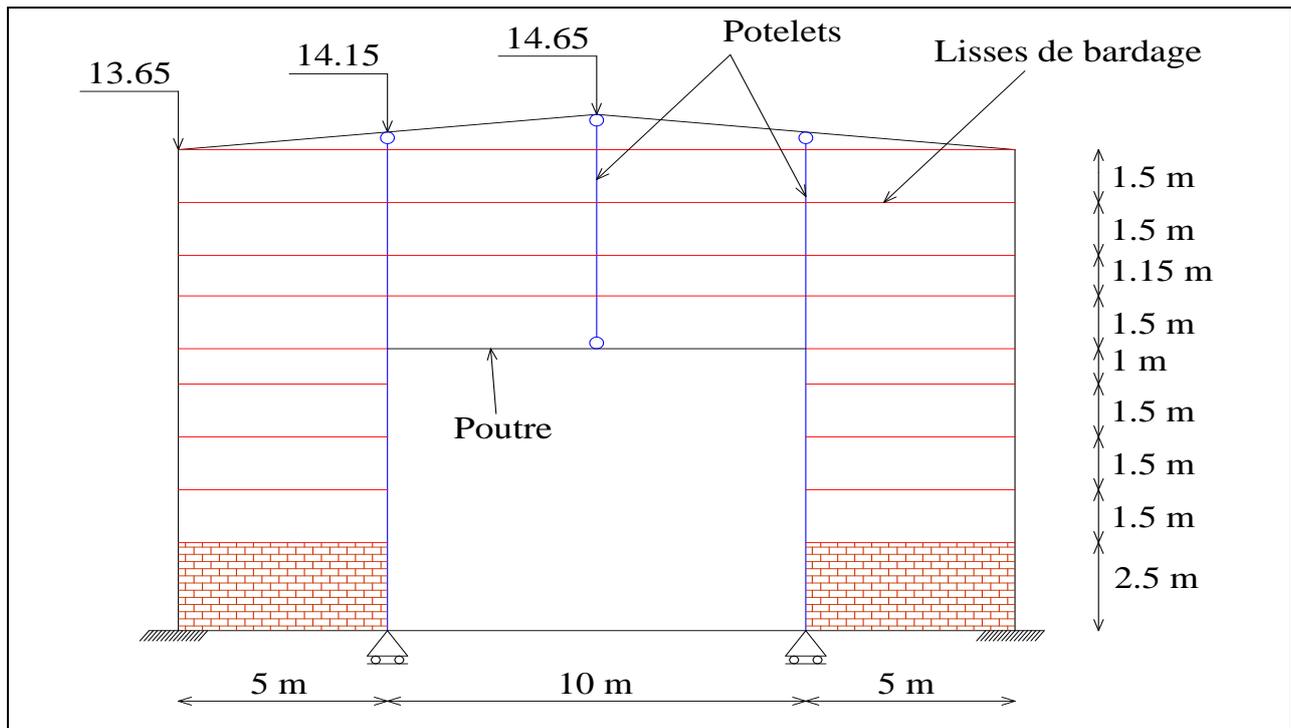


Figure 3.13. Vue des potelets en partie de pignon

3.4.1. Les charges appliquées sur le potelet:

$$G_{\text{Bardage}} = 11.31 \text{ daN/ml Poids propre de panneau sandwich PS35}$$

$$G_{\text{UAP 130}} = 13.74 \text{ daN/ml Poids propre de la lisse UAP130}$$

$$W = 82.799 \text{ daN/ml Surpression extérieure sur la zone D dans le sens } V_2$$

3.4.2. Pré dimensionnement de potelet à l'ELS :

$$\text{On à : } e = 1.5 \text{ m}$$

Soit q_{lisse} la charge linéique par ml due au vent revenant aux lisses de bardage en tenant compte de la continuité du bardage, telle que :

$$q_{\text{lisse}} = 1.25 \cdot W \cdot e = 1.55 \text{ KN/ml}$$

$$R_{\text{potelet}} = 1.25 q_{\text{lisse}} \cdot L_{\text{lisse}}$$

$$L_{\text{lisse}} = 5 \text{ m}$$

$$R_{\text{potelet}} = 9.69 \text{ KN}$$

On calcule maintenant la charge équivalente /ml transmise au potelet

$$q_w = \frac{n \cdot R_{\text{potelet}}}{h}$$

Où :

n: Le nombre de lisses appuyées sur le potelet

h : La hauteur de potelet

Avec :

$$h = 13.65 + x \quad \text{et} \quad \operatorname{tg}\alpha = \frac{x}{5} \quad \Rightarrow \quad x = 0.5$$

$$h = 14.15 \text{ m}$$

Donc :

$$q_w = 6.16 \text{ KN/ml}$$

La vérification à faire est comme suite :

$$f_z \leq \bar{f} = \frac{h}{200} = 7.075 \text{ cm}$$

Avec :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_w \cdot h^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_w \cdot h^4}{384 \cdot E \times 7.075} \Rightarrow I_y \geq 21642.11 \text{ cm}^4$$

On opte sur un **IPE400** avec :

Tableau3.9. Les caractéristiques du profilé IPE400

IPE	I_y (cm ⁴)	i_y (cm)	i_z (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{el,y}$ (cm ³)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	A _{UAP} (cm ²)	G _{UAP} (Kg/ml)
400	23130	16.55	3.95	1307	1156	400	180	13.5	84.5	66.3

3.4.3. Dimensionnement de potelet à l'ELU :

3.4.3.1. Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M :

La vérification au flambement flexion n'est nécessaire que si :

$$\bar{\lambda}_{\max} > 0.2 \quad \text{avec} \quad \bar{\lambda}_{\max} = \operatorname{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

a)- Détermination de la classe de la section pour avoir β_A :

Rappelons que la classe de la section obéit à la règle suivante :

Classe en flexion seule \leq classe en flexion compression \leq classe en compression seule

Or d'après le tableau, l'IPE 400 est de classe 01 en flexion seule. Il est aussi de classe 02 en compression seule. Donc « 01 \leq classe en flexion compression \leq 02 » \Rightarrow l'IPE 400 est de classe 01 ou 02 en flexion compression $\Rightarrow \beta_A = 1$

b)- Calcul des longueurs de flambement et détermination de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{\max}$:

Autour de l'axe fort y-y' (dans le plan de l'âme), le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur donc la longueur de flambement $l_{ky} = 14.15 \text{ m}$

Autour de l'axe faible z-z' (dans le plan perpendiculaire à l'âme), on suppose que le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage. Il ne pourra flamber que le

long des tronçons séparés par les lisses de bardages, donc la longueur de flambement est l'espacement entre les lisses $l_{kz} = 1.5 \text{ m}$

Donc les élancements réduits sont :

$$\begin{cases} \lambda_y = 85.50 \\ \lambda_z = 37.97 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0.91 \\ \bar{\lambda}_z = 0.40 \end{cases}$$

Donc $\bar{\lambda}_{\max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0.91 > 0.2$ la vérification au flambement flexion est nécessaire

Elle est comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{sd,y}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

c)- vérification de la condition :

c.1)- calcul des sollicitations :

$$N_{sd} = 1.35[(G_{\text{IPE 400}} \times h) + 1.25(G_{\text{Bardage}} \times l \times h) + 1.25(G_{\text{UAP 130}} \times l)] = 27.33 \text{ KN}$$

$$M_{sd,y} = 1.5 \frac{q_w \cdot h^2}{8} = 231.26 \text{ KN/ml}$$

c.2)- calcul de coefficient de réduction χ_{\min} :

Choix des courbes de flambement : pour l'IPE 400, on a

$$\frac{h}{b} = 2.22 > 1.2 \text{ et } t_f = 13.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \text{ donc}$$

$$\text{Flambement}/y - y' : \text{courbe (a) et } \bar{\lambda}_y = 0.91 \Rightarrow \chi_y = 0.727$$

$$\text{Flambement}/z - z' : \text{courbe (a) et } \bar{\lambda}_z = 0.40 \Rightarrow \chi_z = 0.926$$

$$\Rightarrow \chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = 0.727$$

c.3)- calcul de facteur d'amplification K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

Mais $K_y \leq 1.5$

On commence par le calcul de β_{My} ensuite calculer μ_y et enfin K_y . le potelet étant bi-articulé à ses extrémités, d'après le tableau de calcul du facteur de moment uniforme équivalent

$$\beta_{My} = \beta_{MQ} = 1.3 (\text{charge de vent uniformément réparties})$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} - 1 = -1.14 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1.022 < 1.5$$

Donc finalement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y \cdot M_{sd,y}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{m1}} = 0.86 < 1 \quad \text{vérifiée}$$

Donc la stabilité de potelet IPE 400 au flambement est vérifiée

3.4.3.2. Vérification de la stabilité au déversement sous N et M :

Pour cette vérification on utilise la condition de déversement sous flexion simple :

$$M_{sd,y} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Car par ailleurs, nous avons remarqué que

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} = 0.02 \ll 0.1 \quad \text{vérifiée}$$

Où :

χ_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} \leq 0.4$$

Avec :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = 34.99$$

$C_1 = 1.132$ Le potelet est bi-articulé à ses extrémités

$$l = 150 \text{ cm} \quad ; \quad i_z = 3.95 \text{ cm} \quad ; \quad h = 400 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{34.99}{93.9} = 0.37 < 0.4 \quad \text{vérifiée}$$

Donc la vérification au déversement est inutile.

3.5. La poutre porteuse de potelet intermédiaire :

Le pré-dimensionnement de la poutre ce fait par la vérification de la flèche à l'ELS après la répartition de la charge q par mètre linéaire.

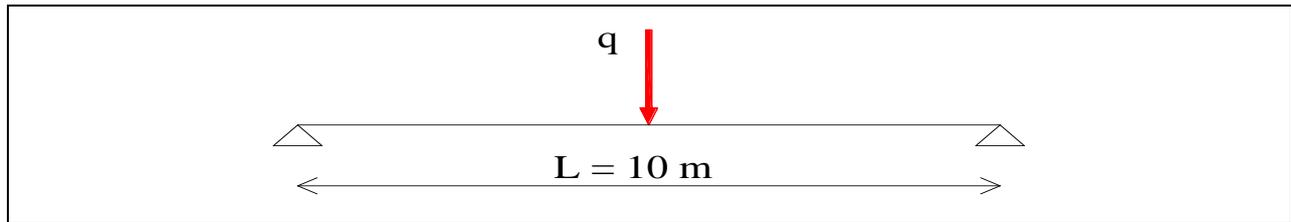


Figure 3.14. Schéma statique de la poutre porteuse de potelet intermédiaire

H : Hauteur de potelet : 6.65 m

l : Longueur de la lisse : 5m

n : Nombre de lisse portée par le potelet : 4 lisses

S : Surface portée par le potelet : (5 × 6.65)

$$q = G_{\text{potelet}} + G_{\text{lisses}} + G_{\text{bardage}} + G_{\text{poutre}}$$

$$G_{\text{potelet}} = G_{\text{IPE 400}} \times H = 66.3 \times 6.65 = 440.90 \text{ daN}$$

$$G_{\text{lisses}} = G_{\text{UAP 130}} \times l \times n = 13.74 \times 5 \times 4 = 274.8 \text{ daN}$$

$$G_{\text{bardage}} = 11.31 \times S = 11.31 \times 5 \times 6.65 = 376.06 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } q = 440.90 + 274.8 + 376.06 = 1091.76 \text{ daN} \quad \Rightarrow \quad q = 10.92 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } L = 10 \text{ m} \quad \text{Donc} \quad q = 1.092 \text{ KN/ml}$$

La condition de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5 \times q \times L^3}{384 \times E} = \frac{200 \times 5 \times 1.092 \times 10^{-2} \times (1000)^3}{384 \times 21000} \Rightarrow I_y \geq 1354.17 \text{ cm}^4$$

$$\text{On opte sur un IPE200 avec : } I_y = 1943 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad G_{\text{IPE 200}} = 22.4 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Vérification de la poutre sous le poids propre : } q = 1.092 + 0.224 = 1.316 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 1.316 \times 10^{-2} \times (1000)^4}{384 \times 21000 \times 1943} = 4.2 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{1000}{200} = 5 \text{ cm}$$

Vérifiée

Chapitre 4

Etude et dimensionnement de système de contreventement

4.1. Introduction	62
4.2. Etude de contreventement horizontal	62
4.2.1. Evaluation des efforts horizontaux	62
4.2.2. Dimensionnement de la diagonale	64
4.2.2.1. Calcul de la section brute	65
4.2.2.2. Vérification de la section nette	65
4.2.3. Vérification des montants de la poutre au vent	65
4.2.3.1. Détermination des efforts dans les montants	66
4.2.3.2. Vérification de la résistance des montants	66
4.2.3.3. Calcul de la poutre sablière	68
4.3. Etude de contreventement vertical	70
4.3.1. Détermination des efforts dans les barres	70
4.3.2. Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité	71
4.3.2.1. Calcul de la section brute	71
4.3.2.2. Vérification de la section nette	72

Etude et dimensionnement de système de contreventement

4.1. Introduction :

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, le freinage des ponts roulants, l'action sismique...etc. Ils sont destinés pour garantir le bon cheminement des efforts horizontaux vers les fondations. Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutre au vent "contreventement horizontal" et en façades : palée de stabilité "contreventement vertical", et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

4.2. Etude de contreventement horizontal :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par des forces F_1, F_2, F_3, F_4 qui sont des efforts dues aux réactions horizontales des potelets.

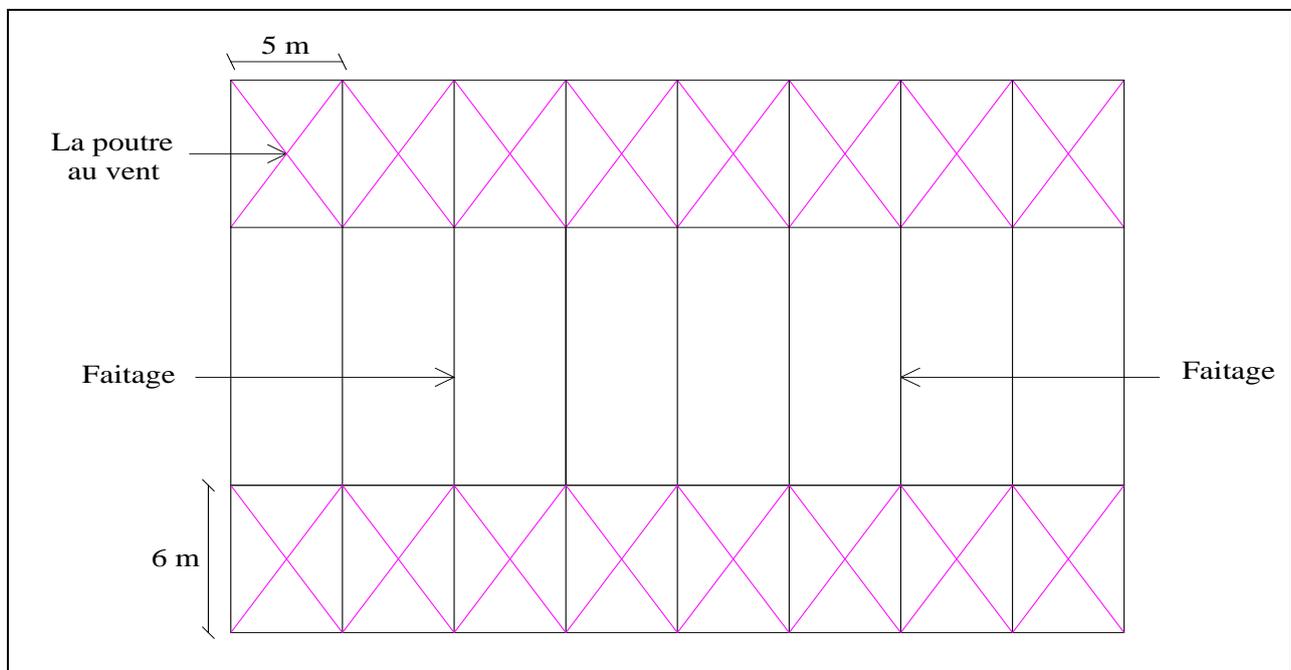


Figure 4.1. La vue en plan de la poutre au vent

4.2.1. Evaluation des efforts horizontaux :

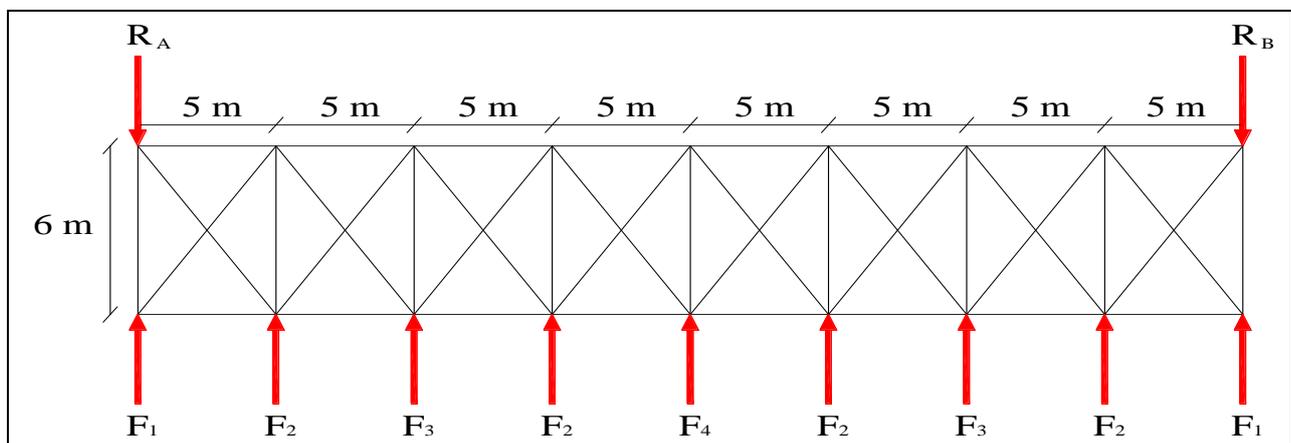


Figure 4.2. Schéma statique de la poutre au vent de pignon

On à :

$$F_i = 1.5 \left[(W \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

Avec :

W : Charge de vent sur le pignon pour $C_{pi} = -0.5$ (surpression dans la zone D) avec :

$$W = 0.828 \text{ KN/m}^2$$

F_{fr} : Force de frottement pour la direction de vent V2 avec :

$$F_{fr} = 0 \text{ KN}$$

n : Nombre de nœud dans la poutre au vent avec :

$$n = 9 \text{ nœud}$$

S_i : Surface d'application des efforts horizontaux

$$S_1 = \left[\frac{13.65}{2} \times 2.5 \right] + \left[(13.9 - 13.65) \times 2.5 \times \frac{1}{2} \right] = 17.375 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left[\left(13.9 - \frac{14.15}{2} \right) \times 5 \right] + \left[(14.4 - 13.9) \times 5 \times \frac{1}{2} \right] = 35.375 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left[\left(14.4 - \frac{14.65}{2} \right) \times 5 \right] + [(14.65 - 14.4) \times 2.5] = 36 \text{ m}^2$$

$$S_4 = S_1 \times 2 = 34.75 \text{ m}^2$$

Les forces F_2, F_3, F_4 sont des réactions intermédiaire donc il faut les multiplier par 1.25

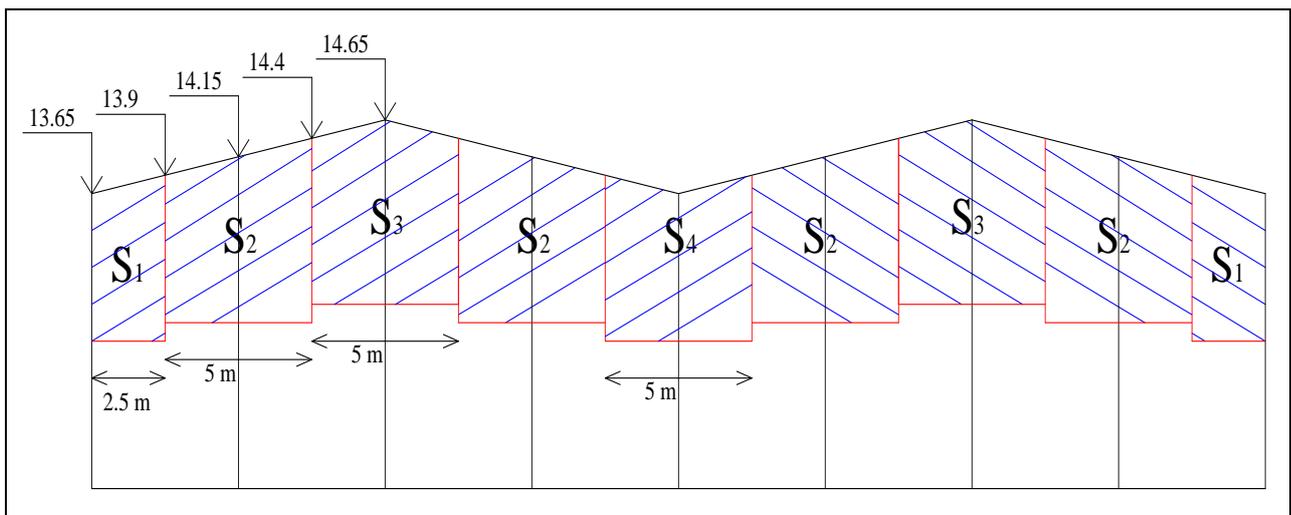


Figure4.3. Les surface d'application des efforts horizontaux

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau4.1. Les valeurs des forces horizontales

	1	2	3	4
W (KN/m ²)	0.828			
S _i (m ²)	17.375	35.375	36	34.75
F _i (KN)	21.58	54.92	55.89	53.95

Les réactions d'appuis :

$$R = R_A = R_B = \sum \frac{F_i}{2} = F_1 + 2F_2 + F_3 + \frac{1}{2}F_4 = 214.29 \text{ KN}$$

4.2.2. Dimensionnement de la diagonale :

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prise en compte dans le calcul. Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction, celle proche à l'appui. Le calcul des diagonales comprimées est négligé, d'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivant.

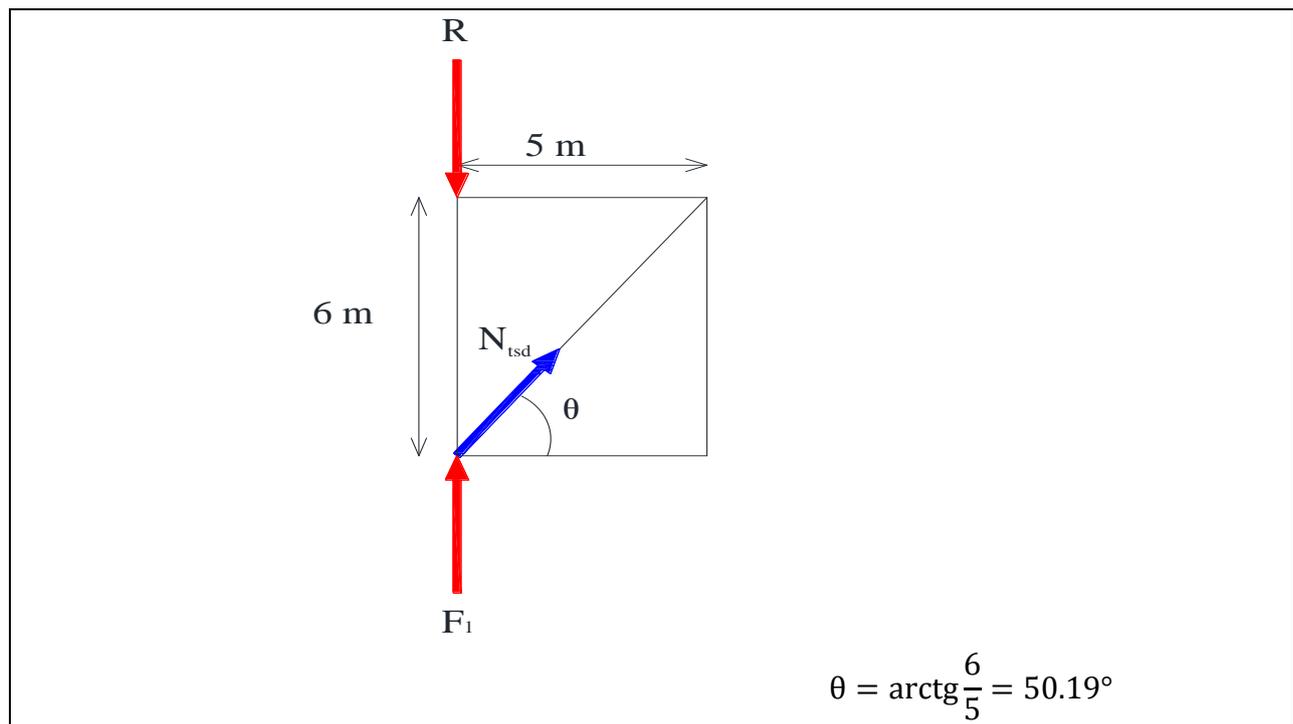


Figure4.4. Schéma statique d'une partie de la poutre au vent

Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$\sum F_V = F_1 - R + N_{tsd} \sin \theta = 0 \quad \Rightarrow \quad N_{tsd} = \frac{R - F_1}{\sin \theta} = 250.87 \text{ KN}$$

4.2.2.1. Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivant

$$N_{tsd} \leq N_{PL,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{250.87 \times 1.0}{23.5} = 10.68 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une simple **CAE(60 × 60 × 10)** avec $A = 11.15 \text{ cm}^2$ avec des boulons M22 et de classe 10.9 donc $d_0=24\text{mm}$ (le choix des boulons ce fait pour la vérification de la section nette sans calcul, mais il est justifié dans le chapitre 8)

4.2.2.2. Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{tsd} \leq N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{avec} \quad \gamma_{m2} = 1.25$$

On à :

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

Avec :

$$A_1 = (6 \times 1) - (2.4 \times 1) = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 1) \times 1 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{net} = 3.6 + 5 = 8.6 \text{ cm}^2$$

$$N_{tsd} = 250.87 \text{ KN} > \frac{0.9 \times 8.6 \times 36}{1.25} = 222.91 \text{ KN} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on voit bien que la condition n'est pas vérifier, on augment la section de la diagonale a une simple **CAE(80 × 80 × 8)** avec $A = 12.27 \text{ cm}^2$

$$N_{tsd} = 250.87 \text{ KN} < \frac{0.9 \times 10.24 \times 36}{1.25} = 265.42 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

4.2.3. Vérification des montants de la poutre au vent :

Les pannes (IPE160) sont dimensionnées en flexion déviée seule, elles assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression due aux forces d'entraînement, par contre la poutre sablière ne reçoit pas des charges verticales et assure aussi la fonction de montant, on doit la vérifier au flambement simple sous un effort de compression.

4.2.3.1. Détermination des efforts dans les montants :

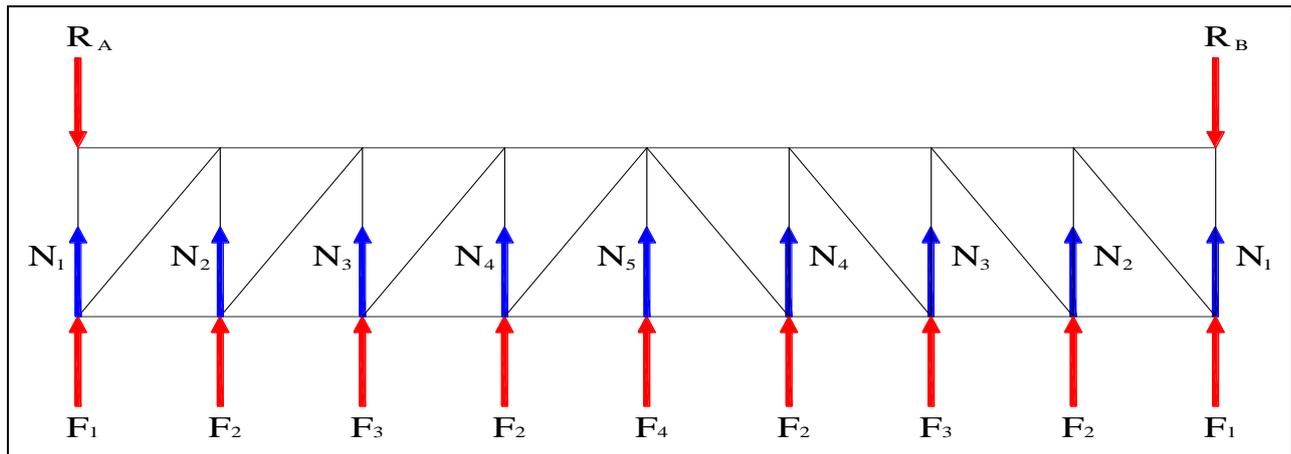


Figure 4.5. Schéma des efforts sur les montants

Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$N_1 = 214.29 \text{ KN}$$

$$N_2 = 192.71 \text{ KN}$$

$$N_3 = 137.79 \text{ KN}$$

$$N_4 = 81.90 \text{ KN}$$

$$N_5 = 53.95 \text{ KN}$$

Vu que les efforts N_1 et N_5 sont repris par la poutre sablière, qui est soumise à la compression simple donc, ils servent au dimensionnement de cette dernière.

4.2.3.2. Vérification de la résistance des montants :

Les montants sont soumis à la flexion bi-axiale plus un effort normal donc la vérification à faire et comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.y}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd.y}}{\chi_{LT} \times M_{pl.y}} + \frac{K_z \times M_{sd.z}}{M_{pl.z}} \leq 1.0$$

Avec :

$$N_{sd} = \max(N_2 ; N_3 ; N_4) = 192.71 \text{ KN}$$

D'après le chapitre 3 on à :

$$M_{sd.y} = 8.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.z} = 0.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y} = 29.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z} = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.y} = 472.35 \text{ KN}$$

$$\chi_{LT} = 0.331$$

On calcule les élancements réduits puis on détermine χ_{\min} :

L_k : Est la longueur de flambement des montants selon l'axe $z'z$ $L_{kz} = 3\text{m}$ et selon l'axe $y'y$ $L_{ky} = 6\text{m}$

$$\begin{cases} \lambda_y = L_{ky}/i_y = 91.19 \\ \lambda_z = L_{kz}/i_z = 163.04 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0.97 \\ \bar{\lambda}_z = 1.74 \end{cases}$$

Détermination de la courbe de flambement de profilé :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7.4 < 40 \end{cases}$$

Donc :

Flambement / $y'y$: courbe (a) et $\bar{\lambda}_y = 0.97 \Rightarrow \chi_y = 0.686$

Flambement / $z'z$: courbe (b) et $\bar{\lambda}_z = 1.74 \Rightarrow \chi_z = 0.268$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = (0.686 ; 0.268) = 0.268$$

Calcul de K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0.15\beta_{MLT} \times \bar{\lambda}_{LT} - 0.15 \quad \text{Mais } \mu_{LT} \leq 0.9$$

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.078 \leq 0.9 \Rightarrow K_{LT} = 0.88 \leq 1.0$$

Calcul de K_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} - 1 \quad \text{Mais } \mu_z \leq 0.9$$

β_{Mz} : Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{Mz} = 1.3$

$$\mu_z = -1.07 < 0.9 \Rightarrow K_z = 2.62 > 1.5 \text{ donc en prendre } K_z = 1.5$$

Application de la vérification :

$$\frac{192.71}{0.268 \times 472.35} + \frac{0.88 \times 8.47}{0.331 \times 29.12} + \frac{1.5 \times 0.06}{6.13} = 2.31 > 1.0 \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit augmenter la section des montants. Pour avoir une bonne fixation de la couverture sur les pannes on opte sur un profilé de même hauteur que les pannes courantes ($h = 160 \text{ mm}$), pour cela on opte sur un **HEB160** pour les montants de la poutre au vent et on aura :

Tableau4.2. Les sollicitations et les coefficients de calcul pour un **HEB160**

$M_{sd,y}$ (KN. m)	$M_{sd,z}$ (KN. m)	$M_{pl,y}$ (KN. m)	$M_{pl,z}$ (KN. m)	$N_{pl,y}$ (KN)	χ_{LT}	χ_{min}	K_{LT}	K_z
6.98	0.11	83.19	39.95	1276.05	0.623	0.634	1.0	0.792

$$\frac{192.71}{0.634 \times 918.85} + \frac{1.0 \times 6.98}{0.623 \times 83.19} + \frac{0.792 \times 0.11}{39.95} = 0.38 < 1.0 \quad \text{vérifiée}$$

On voit bien que la condition de résistance est vérifiée donc on opte sur un **HEB160** pour les montants de la poutre au vent.

4.2.3.3. Calcul de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification se fera en flexion composée.

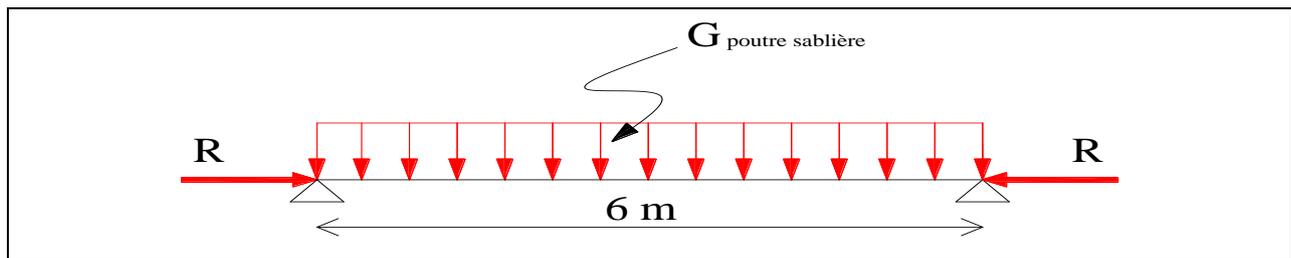


Figure4.6. Schéma statique de la poutre sablière

La poutre sablière de portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculées précédemment qui sont considérées comme un effort de compression avec :

$$N_{tsd} = R = 214.29 \text{ KN}$$

a.1)- Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait en compression simple :

$$N_{tsd} \leq N_{PL,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{214.29 \times 1.0}{23.5} = 9.12 \text{ cm}^2$$

On opte sur un **IPE120** avec $A = 13.2 \text{ cm}^2$ et $G = 10.4 \text{ Kg/ml}$

a.2)- Vérification de la poutre sablière au flambement :

Si $\lambda_{max} \geq 0.2$ on doit tenir compte le risque de flambement, et la vérification à faire est comme suit :

$$N_{tsd} \leq \chi_{LT} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z)$$

$\beta_A = 1$ Section de classe I

L_k : Est la longueur de flambement de la poutre sablière avec $L_k = 6m$

$$\begin{cases} \lambda_y = L_{ky}/i_y = 122.45 \\ \lambda_z = L_{kz}/i_z = 413.79 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1.3 \\ \bar{\lambda}_z = 4.4 \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_{\max} = \max(1.3 ; 4.4) = 4.4 > 0.2$ Donc il y a le risque de flambement

Calcul de χ_{LT} :

χ_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Est l'élancement réduit vis-à-vis du déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

$$C_1 = 1.132$$

$\beta_w = 1$ pour les section de classe I

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

Mais $\chi_{LT} \leq 1$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: profilés laminés

Donc :

$$\lambda_{LT} = 174.64 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.86 \Rightarrow \phi_{LT} = 2.4 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.184$$

Finalement :

$$N_{tsd} = 214.29 \text{ KN} > 0.184 \times 1 \times 13.2 \times \frac{23.5}{1.1} = 51.89 \text{ KN}$$

n' est pas vérifiée

Donc on doit augmenter la section de la poutre sablière à un HEB120 par la méthode de tâtonnement on aura :

$$\lambda_{LT} = 90.56 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.96 \Rightarrow \phi_{LT} = 1.041 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.407$$

Donc :

$$N_{tsd} = 214.29 \text{ KN} < 0.407 \times 1 \times 34 \times \frac{23.5}{1.1} = 295.63 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

a.3)- Vérification de la flexion composée :

La Vérification à faire est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{A \cdot f_y / \gamma_{m0}} + \frac{M_{sd,y}}{M_{pl,y}} \leq 1$$

$M_{sd,y}$: Moment fléchissant autour de l'axe y-y' :

$$M_{sd,y} = \frac{(1.35 \times G_{\text{HEB 120}}) \times l^2}{8} = 1.62 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{214.29}{34 \times 23.5 / 1.0} + \frac{1.62}{38.82} = 0.31 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

On voit bien que la condition est vérifiée donc on opte sur un **HEB120** pour la poutre sablière

4.3. Etude de contreventement vertical :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon et les réactions dues au freinage du pont roulant, vers les fondations.

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues. On doit supposer que la résultante totale possède une excentricité de e qui provoque en plus de la translation une rotation avec :

$$e = \frac{b}{10} \quad \text{Est la longueur de la poutre au vent} \quad b = 40\text{m}$$

4.3.1. Détermination des efforts dans les barres :

H_L : est la réaction longitudinale de pont roulant avec :

$$H_L = 5.67 \text{ KN}$$

R_p : est la réaction transmise par la poutre au vent vers la palée de stabilité avec :

$$R_p = R_{\text{translation}} + R_{\text{rotation}}$$

$$R_{\text{translation}} = R = 214.29 \text{ KN}$$

$$R_{\text{rotation}} = (2 \times R \times e)/b = 42.86 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_p = 214.29 + 42.86 = 257.15 \text{ KN}$$

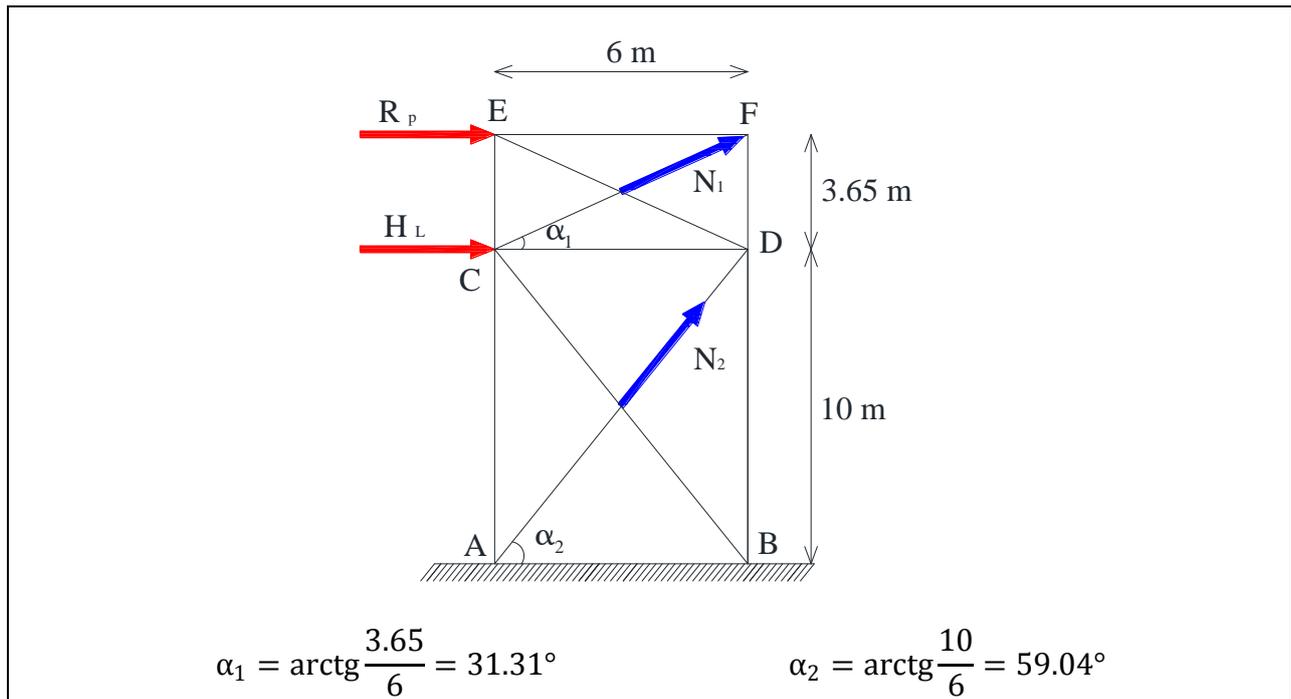


Figure 4.7. Schéma statique de la palée de stabilité

Par la méthode d'isolation des nœuds on va déterminer N_{tsd} avec $N_{\text{tsd}} = \max (N_1 ; N_2)$

Le tableau suivant donne les efforts dans les barres :

T : traction

C : compression

Tableau 4.3. Valeurs des efforts dans les barres

La barre	AC	AD	CD	CE	CF	EF	DF
Sollicitation	T	T	C	-	T	C	C
Effort (KN)	156.41	510.89	262.82	0	300.98	257.15	156.41

Donc : $N_{\text{tsd}} = 510.89 \text{ KN}$

4.3.2. Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité :

4.3.2.1. Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivant

$$N_{tsd} \leq N_{PL,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{510.89 \times 1.0}{23.5} = 21.74 \text{ cm}^2$$

Donc on opte deux cornière **2CAE(65 × 65 × 9)** avec $A = 2 \times 10.98 = 21.96 \text{ cm}^2$ avec des boulons M22 et de classe 10.9 donc $d_0=24\text{mm}$

4.3.2.2. Vérification de la section nette :

La vérification à faire est comme suit :

$$N_{tsd} \leq N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{avec} \quad \gamma_{m2} = 1.25$$

$$\text{On à : } A_{net} = 2 \times (A_1 + A_2)$$

Avec :

$$A_1 = (6.5 \times 0.9) - (2.4 \times 0.9) = 3.69 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6.5 - 0.9) \times 0.9 = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{net} = 2 \times (3.69 + 5.04) = 17.46 \text{ cm}^2$$

$$N_{tsd} = 510.89 \text{ KN} > \frac{0.9 \times 17.46 \times 36}{1.25} = 452.56 \text{ KN} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on voit bien que la condition n'est pas vérifiée, on augmente la section des diagonales à deux cornières **2CAE(80 × 80 × 8)** avec $A = 2 \times 12.27 = 24.54 \text{ cm}^2$ et on aura :

$$N_{tsd} = 510.89 \text{ KN} < \frac{0.9 \times 24.54 \times 36}{1.25} = 530.84 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Chapitre 5

Etude et dimensionnement de chemin de roulement

5.1. Introduction	73
5.2. Les caractéristique des ponts roulants	73
5.3. Les différentes charges agissant sur les ponts roulants	73
5.3.1. Charges verticales	73
5.3.1.1. En charge	74
5.3.1.2. À vide	74
5.3.2. Charges produite par l'accélération et la décélération du pont	76
5.3.2.1. Charges horizontales longitudinales	77
5.3.2.2. Charges horizontales transversales	77
5.3.3. Charges produites par l'accélération et la décélération de chariot	78
5.3.4. Charges résultantes de la marche en crabe du pont	78
5.4. Pré dimensionnement de la poutre de roulement à l'ELS	80
5.5. Calcul des sollicitations agissantes sur la poutre de roulement	82
5.6. Vérification de la poutre de roulement à l'ELU	84
5.6.1. Vérification à la résistance	84
5.6.2. Vérification au cisaillement	85
5.6.3. Vérification au phénomène d'instabilité	85
5.6.3.1. Vérification au déversement	87
5.6.3.2. Vérification au voilement	88
5.6.4. Vérification spéciale à la fatigue	92
5.7. Dimensionnement de corbeau	93
5.7.1. Pré dimensionnement de corbeau	93
5.7.2. Vérification de corbeau à la flèche	94
5.7.3. Vérification de corbeau à l'effort tranchant	95

Etude et dimensionnement du chemin de roulement

5.1. Introduction :

La détermination des actions induites par les ponts roulants est complexe car celle-ci sont associées à de nombreux paramètres tels que :

- Le poids propre de l'appareil de levage et la charge admissible
- La rigidité à la fois de la structure du pont et des poutres de roulement
- La vitesse et l'accélération du pont roulant
- La conception de l'appareil de levage (pilotage des galets, systèmes de guidage...etc.)
- Les caractéristiques des ponts roulants sont généralement fournies par les fabricants.

La norme qui définit ces actions est l'EN 1991-3 « actions sur les structures-actions induites par les appareils de levage et les machines »

L'objectif de ce chapitre est le dimensionnement des chemins de roulement ainsi que les corbeaux sur lesquelles les poutres sont disposées, et cela se fera après le calcul des charges et les sollicitations provoquées par le pont roulant.

5.2. Les caractéristique des ponts roulants :

Tableau5.1. Les caractéristiques moyennes de chaque pont roulant

pont roulant	Poids propre de pont roulant	Poids propre de chariot	Masse à lever nominale	Portée de pont roulant	Distance de l'approche minimale	Distance entre galets	Vitesse moyenne de levage
	Q_{c1} (KN)	Q_{c2} (KN)	Q_h (KN)	L (m)	e_{min} (m)	a (m)	V_h (m/mn)
PR1	55	7	100	19	0.5	2.5	8
PR2	75	8.5	200		0.7	3	6

Tableau5.2. Les caractéristiques des rails choisis

Les rails de	désignation	Hauteur totale	Largueur de la tête	Largueur de la base	Poids propre
		H (mm)	B (mm)	P (mm)	G_{rail} (Kg/ml)
PR1	A45	55	45	125	22.1
PR2	A55	65	55	150	31.8

5.3. Les différentes charges agissant sur les ponts roulants :

5.3.1. Charges verticales :

Se sont des actions dues au poids propre de l'appareil de levage Q_{c1} et Q_{c2} et la masse à lever Q_h , pour obtenir les sollicitations maximales en doit considérer que le chariot est situé à la distance de l'approche minimale du crochet vers le chemin de roulement.

5.3.1.1. En charge :

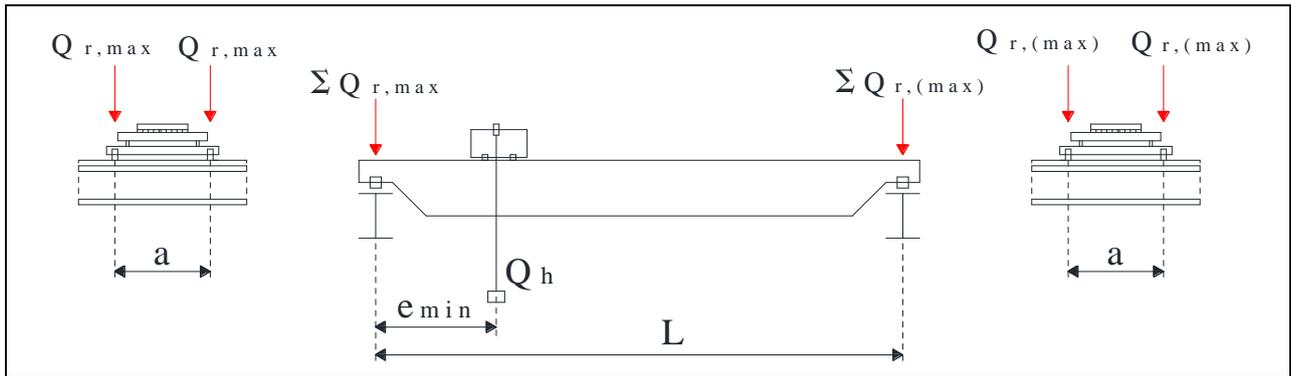


Figure 5.1. Position de l'appareil de levage en charge

$\Sigma Q_{r,max}$: est la somme des charges maximales $Q_{r,max}$ par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge avec :

$$\Sigma Q_{r,max} = \varphi_i \frac{Q_{c1}}{2} + \varphi_i \frac{Q_{c2}(L - e_{min})}{L} + \varphi_i \frac{Q_h(L - e_{min})}{L}$$

$Q_{r,max}$: est la charge maximale par galet de l'appareil de levage en charge avec :

$$Q_{r,max} = \frac{\Sigma Q_{r,max}}{n}$$

$\Sigma Q_{r,(max)}$: est la somme des charges maximales d'accompagnement $Q_{r,(max)}$ par chemin de roulement de l'appareil de levage en charge avec :

$$\Sigma Q_{r,(max)} = \varphi_i \frac{Q_{c1}}{2} + \varphi_i \frac{Q_{c2} \times e_{min}}{L} + \varphi_i \frac{Q_h \times e_{min}}{L}$$

$Q_{r,(max)}$: est la charge maximale d'accompagnement par galet de l'appareil de levage en charge avec :

$$Q_{r,(max)} = \frac{\Sigma Q_{r,(max)}}{n}$$

5.3.1.2. À vide :

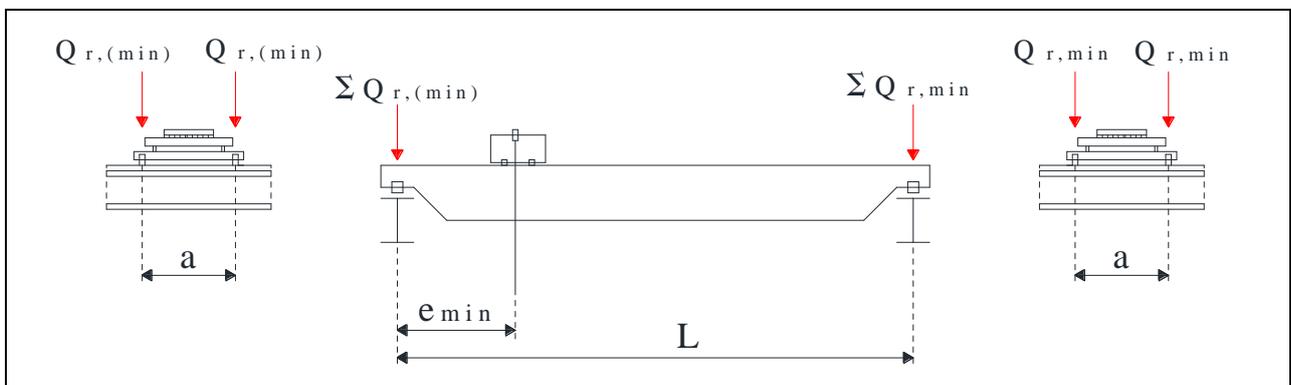


Figure 5.2. Position de l'appareil de levage à vide

$\sum Q_{r, \min}$: est la somme des charges minimales $Q_{r, \min}$ par chemin de roulement de l'appareil de levage à vide avec :

$$\sum Q_{r, \min} = \varphi_i \frac{Q_{c1}}{2} + \varphi_i \frac{Q_{c2} \times e_{\min}}{L}$$

$Q_{r, \min}$: est la charge minimale par galet de l'appareil de levage à vide avec :

$$Q_{r, \min} = \frac{\sum Q_{r, \min}}{n}$$

$\sum Q_{r, (\min)}$: est la somme des charges minimales d'accompagnement $Q_{r, (\min)}$ par chemin de roulement de l'appareil de levage à vide avec :

$$\sum Q_{r, (\min)} = \varphi_i \frac{Q_{c1}}{2} + \varphi_i \frac{Q_{c2}(L - e_{\min})}{L}$$

$Q_{r, (\min)}$: est la charge minimale d'accompagnement par galet de l'appareil de levage à vide avec :

$$Q_{r, (\min)} = \frac{\sum Q_{r, (\min)}}{n}$$

Où :

n: Nombre de galets par sommier

φ_i : Coefficient dynamique

[EC1-P3 : Tableau 2.4 et 2.6]

Tableau5.3. Les valeurs et les cas d'application des coefficients dynamiques

φ_i $i = 1, 2, 4, 5$	valeur	Effet à prendre en compte	A appliquer à	Groupe de charge
φ_1	1.1	Excitation de la structure de l'appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol	Q_{c1} et Q_{c2}	1
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2, \min} + \beta_2 \cdot V_h$ V_h : vitesse de levage β_2 et $\varphi_{2, \min}$: voir le tableau 5.4	Effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage	Q_h	1
φ_4	1.0 A condition de respecter les tolérances prescrites dans l'EN 1993-6 pour les rails	Effets dynamiques induits par le déplacement de l'appareil de levage sur des rails ou des chemins de roulement	Q_{c1} , Q_{c2} et Q_h	5
φ_5	1.5 Pour les systèmes avec variation légère des forces	Effets dynamiques provoqués par des forces d'entraînement	Forces d'entraînement	5

Tableau5.4. Valeur de β_2 et $\varphi_{2, \min}$ en fonction de la classe de levage

Classe de levage	β_2	$\varphi_{2, \min}$
HC1	0.17	1.05
HC2	0.34	1.10
HC3	0.51	1.15
HC4	0.68	1.20

D'après le tableau 5.4 on a: $\beta_2 = 0.34$; $\varphi_{2, \min} = 1.10$ (car notre pont roulant est de classe HC2, S4)

Donc : $\begin{cases} \text{pour le PR1} \rightarrow \varphi_2 = 1.15 \\ \text{pour le PR2} \rightarrow \varphi_2 = 1.14 \end{cases}$

Tableau5.5. Les résultats de calcul des charges verticales

pont roulant	groupe de charge	$\Sigma Q_{r, \max}$ (KN)	$Q_{r, \max}$ (KN)	$\Sigma Q_{r, (\max)}$ (KN)	$Q_{r, (\max)}$ (KN)	$\Sigma Q_{r, \min}$ (KN)	$Q_{r, \min}$ (KN)	$\Sigma Q_{r, (\min)}$ (KN)	$Q_{r, (\min)}$ (KN)
PR1	1	149.72	74.86	33.48	16.74	30.45	15.23	37.75	18.88
	5	131.68	65.84	30.32	15.16	27.68	13.84	34.32	17.16
PR2	1	269.86	134.93	46.24	23.12	41.59	20.80	50.26	25.13
	5	238.32	119.16	45.18	22.59	37.82	18.91	45.69	22.85

5.3.2. Charges produite par l'accélération et la décélération du pont :

Sont des charges horizontales produits par les accélérations et les décélération des appareils de levage qui résultent de la force d'entraînement au contact entre le rail et le galet entraîné, elles doivent être amplifiées par un coefficient dynamique φ_5 . Ces charges se décomposent en charges longitudinales ($H_{L,1}$ et $H_{L,2}$) et charges transversales ($H_{T,1}$ et $H_{T,2}$)

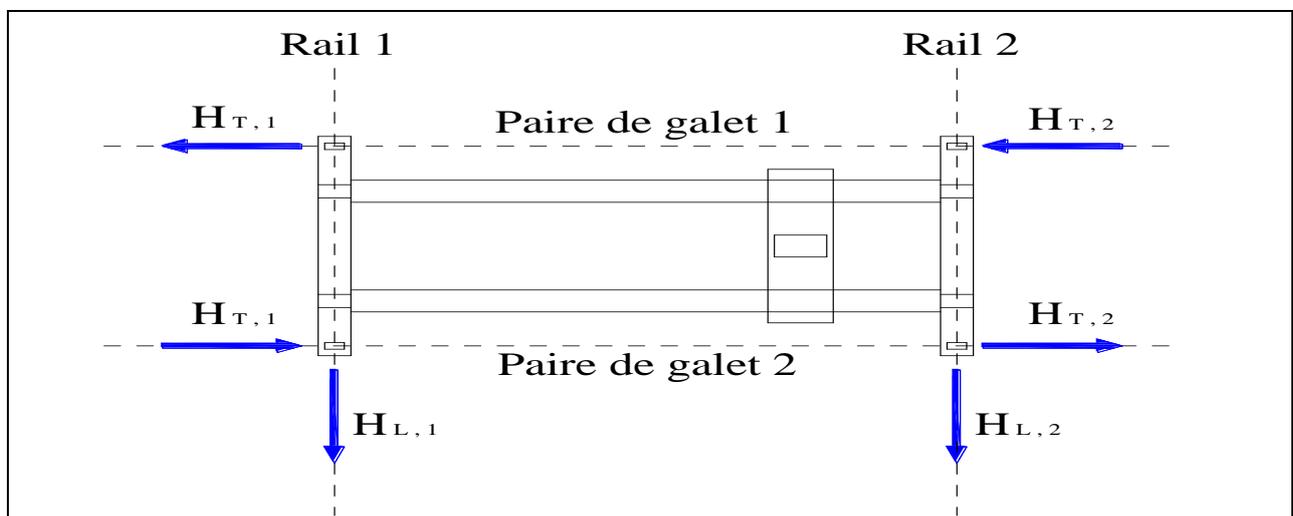


Figure5.3. La position des charges dues au mouvement de pont en translation

5.3.2.1. Charges horizontales longitudinales :

$$H_{L,i} = \varphi_5 \cdot K \frac{1}{n_r} \quad [\text{EC1-P3} : \text{\S}2.7.2 (2.2)]$$

Où :

 φ_5 : Défini dans le tableau 5.3 n_r : Est le nombre de poutres de roulement avec $n_r = 2$ i : Le nombre entier servant à identifier la poutre de roulement ($i = 1,2$) K : Force d'entraînement générer par le système de contrôle de galet

$$K = K_1 + K_2 = \mu \cdot \sum Q_{r,\min}^* \quad [\text{EC1-P3} : \text{\S}2.7.3]$$

 μ : Est le coefficient de frottement

$$\begin{cases} \mu = 0.2 \text{ pour acier sur acier} \\ \mu = 0.5 \text{ pour acier sur élastomère} \end{cases} \quad [\text{EC1-P3} : \text{\S}2.7.3]$$

Pour un système avec galets entraînés individuellement on a :

$$\sum Q_{r,\min}^* = m_w \cdot Q_{r,\min} \quad \text{En prend la valeur de groupe de charges 5} \quad [\text{EC1-P3} : \text{\S}2.7.3]$$

 m_w : Le nombre de galets entraînés**Tableau5.6.** Les résultats de calcul des charges horizontales longitudinales

pont roulant	m_w	μ	$\sum Q_{r,\min}^*$ (KN)	K (KN)	$H_{L,i}$ (KN)
PR1	2	0.2	27.68	5.54	4.16
PR2			37.82	7.56	5.67

5.3.2.2. Charges horizontales transversales :

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \frac{M}{a} \quad ; \quad H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \frac{M}{a}$$

[EC1-P3 : §2.7.2 (2.3 et 2.4)]

Où :

 φ_5 : Défini dans le tableau 5.3

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,\max}}{\sum Q_r}$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1$$

Avec : $\sum Q_r = \sum Q_{r,\max} + \sum Q_{r,(max)}$ En prend les valeurs de groupe de charges 5

$$M = K \times l_s$$

$$l_s = (\xi_1 - 0.5) \times L$$

Tableau5.7. Les résultats de calcul des charges horizontales transversales

pont roulant	$\sum Q_r$ (KN)	ξ_1	ξ_2	l_s (m)	M (KN.m)	$H_{T,1}$ (KN)	$H_{T,2}$ (KN)
PR1	162	0.81	0.19	5.89	32.63	3.72	15.86
PR1	283.5	0.84	0.16	6.46	48.84	3.90	20.51

5.3.3. Charges produites par l'accélération et la décélération de chariot :

Est une charge horizontale liée au déplacement du chariot sur la poutre de pont, peut être prise égale à 10% de la somme de la masse à lever et du poids du chariot, à condition que la charge utile soit libre de se balancer.

$$H_{T,3} = 10\%(Q_h + Q_{c2}) \quad \text{[EC1-P3 : §2.7.5]}$$

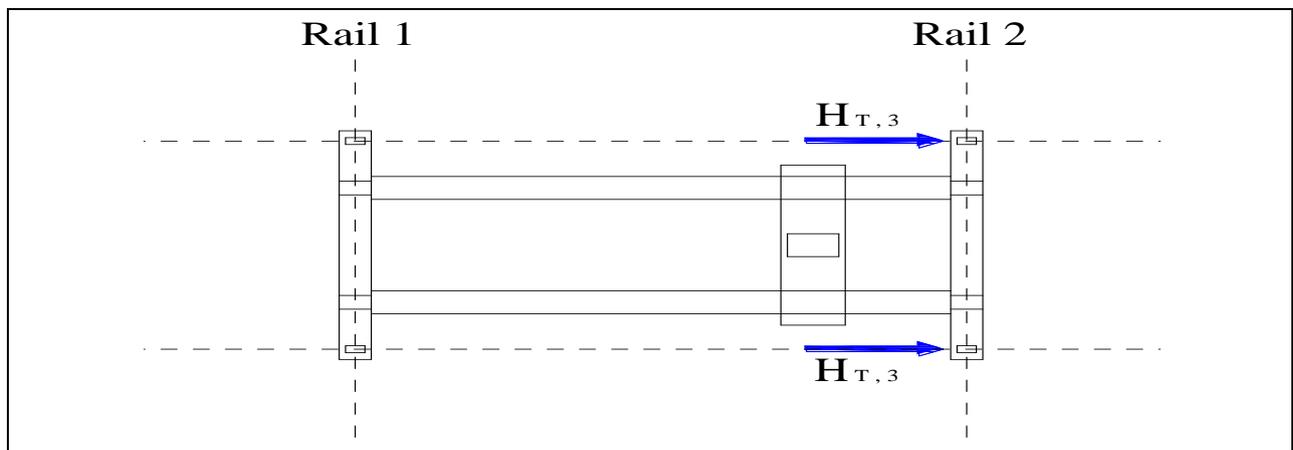


Figure5.4. La position des charges dues au mouvement de chariot en direction

Tableau5.8. Les résultats de calcul des charges produites par le mouvement de chariot

pont roulant	Q_{c2} (KN)	Q_h (KN)	$H_{T,3}$ (KN)
PR1	7	100	10.7
PR2	8.5	200	20.85

5.3.4. Charges résultantes de la marche en crabe du pont :

Un déplacement oblique du pont roulant peut également induire des charges horizontales, et lorsqu'il continue à se déplacer obliquement jusqu'à ce que le dispositif de guidage vienne en contact avec le bord du rail.

Les forces résultantes de la marche en crabe se décomposent en forces longitudinales et transversales appelées $H_{s,i,j,k}$ avec :

- { indice i désigne le rail $i = 1$ ou $i = 2$
- { indice j désigne la paire de galets entraînées $j = 1$ ou $j = 2$
- { indice k désigne la direction de la force L: longitudinale ou T: transversale

$$H_{s,i,j,k} = f \times \lambda_{s,i,j,k} \times \sum Q_r$$

➤ f: Est le coefficient non positif

$$f = 0.3(1 - e^{(-250.\alpha)}) \leq 0.3 \quad \text{[EC1-P3 : §2.7.4]}$$

α : Est l'angle de marche en crabe avec :

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0.015 \text{ rad}$$

Pour des flasques de galets porteurs on a :

$$\alpha_F = \frac{10}{a} \quad ; \quad \alpha_V = \frac{0.10B}{a} \quad ; \quad \alpha_0 = 0.001 \quad \text{[EC1-P3 : Tableau 2.7]}$$

➤ $\lambda_{s,i,j,k}$: Correspond aux coefficients de force

Dans le cas des ponts roulants ayant des galets fixe/fixe et indépendants (IFF) on a :

[EC1-P3 : Tableau 2.9]

$$\lambda_{s,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n_r} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$$

$$\lambda_{s,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n_r} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right)$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n_r} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$$

$$\lambda_{s,2,2,T} = \frac{\xi_1}{n_r} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right)$$

$$\lambda_{s,i,j,L} = 0$$

Pour les paires de galets indépendants

$$h = a \quad ; \quad e_1 = 0 \quad ; \quad e_2 = a$$

➤ $\sum Q_r$: En prend la valeur de groupe de charges 5

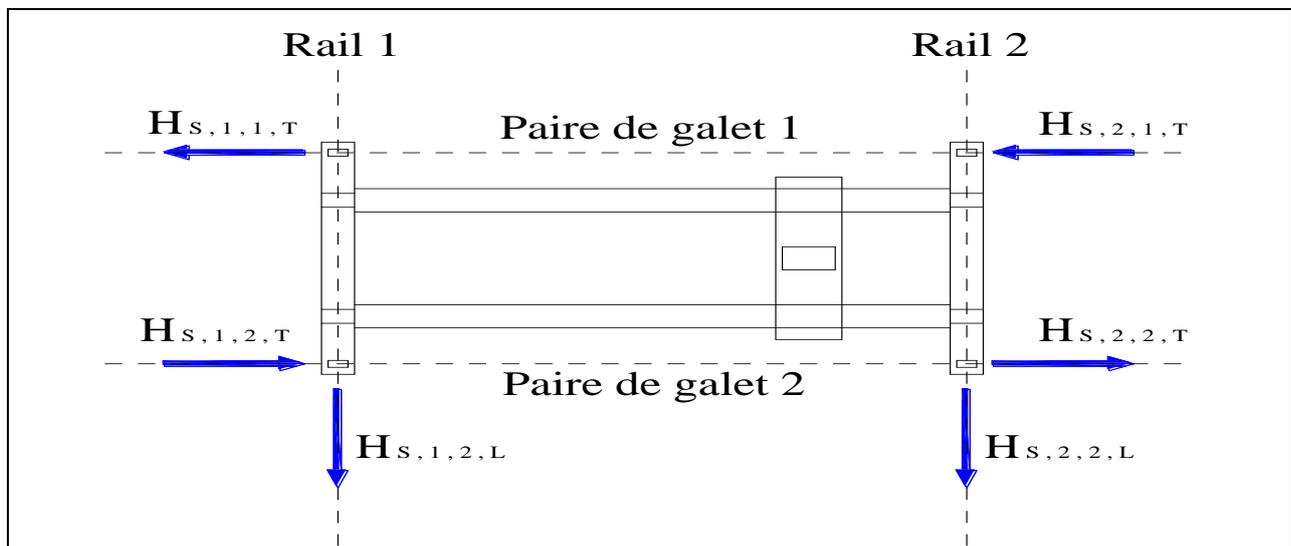


Figure5.5. La position des charges résultantes de la marche en crabe

Tableau 5.9. Les résultats de calcul des charges dues à la marche en crabe

Pont roulant	α_F (rad)	α_V (rad)	α (rad)	f	H (m)	e_2 (m)	$H_{s,1,1,T}$ (KN)	$H_{s,1,2,T}$ (KN)	$H_{s,2,1,T}$ (KN)	$H_{s,2,2,T}$ (KN)
PR1	0.004	0.0018	0.0068	0.25	2.5	2.5	3.85	0.00	16.40	0.00
PR2	0.0033	0.0018	0.0061	0.23	3	3	5.22	0.00	27.39	0.00

5.4. Pré dimensionnement de la poutre de roulement à l'ELS :

Le pré dimensionnement de la poutre de roulement se fait par la condition de la flèche, qui est limitée à $\frac{l}{750}$ avec l est la portée de la poutre de roulement. La poutre est pré dimensionnée suivant la flèche verticale créée par une charge $Q_{r, \max}$.

$$f_Q \leq \bar{f}$$

Avec :

f_Q : Est la flèche maximale créée par la charge $Q_{r, \max}$

\bar{f} : Est la flèche admissible

La condition à vérifier est comme suite :

$$f_Q = \frac{Q_{r, \max} \times l^3}{48EI_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{750} \Rightarrow I_y \geq \frac{Q_{r, \max} 750 \cdot l^2}{48E}$$

Pour raison de la torsion, on doit vérifier la flèche horizontale créée par la charge $H_{T, 3}$

$$I_z \geq \frac{H_{T,3} 750 \cdot l^2}{48E}$$

La portée de la poutre de roulement est la distance entre portiques: $l = 6m$

➤ La poutre de roulement de PR1 :

On a: $Q_{r, \max} = 74.86 \text{ KN}$ et $H_{T,3} = 10.7 \text{ KN}$

Donc :

$$I_y \geq \frac{74.86 \times 750 \times 600^2}{48 \times 2.1 \times 10^4} = 20051.79 \text{ cm}^2$$

$$I_z \geq \frac{10.7 \times 750 \times 600^2}{48 \times 2.1 \times 10^4} = 2866.07 \text{ cm}^2$$

Soit un **HEB300** dont les caractéristiques données par le tableau 5.10

➤ La poutre de roulement de PR2 :

On a: $Q_{r, \max} = 134.93 \text{ KN}$ et $H_{T,3} = 20.85 \text{ KN}$

Donc :

$$I_y \geq \frac{134.93 \times 750 \times 600^2}{48 \times 2.1 \times 10^4} = 36141.96 \text{ cm}^2$$

$$I_z \geq \frac{20.85 \times 750 \times 600^2}{48 \times 2.1 \times 10^4} = 5584.82 \text{ cm}^2$$

Soit un **HEB340** dont les caractéristiques données par le tableau 5.10

Tableau5.10. Les caractéristiques des profilés HEB300 et HEB340

HEB	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{el,z}$ (cm ³)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A_{HEB} (cm ²)	G_{HEB} (Kg/ml)
300	25170	8563	1678	570.9	300	300	11	19	149.1	117
340	36660	9690	2156	646	340	300	12	21.5	170.9	134

On ajoute le poids propre des poutres de roulements puis en va les vérifier à la flèche verticale créée par G_{HEB}

$$f_Q + f_{G_{HEB}} \leq \bar{f}$$

Avec :

$f_{G_{HEB}}$: Est la flèche maximale créée par le poids propre G_{HEB}

La condition à vérifier est comme suite :

$$f_Q + f_{G_{HEB}} = \frac{Q_{r,max} \times l^3}{48EI_y} + \frac{5G_{HEB} \times l^4}{348EI_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{750}$$

Tableau5.11. Vérification de la flèche de PR1 et PR2

HEB	f_Q (cm)	$f_{G_{HEB}}$ (cm)	$f_Q + f_{G_{HEB}}$	\bar{f} (cm)	Observation
300	0.67	0.037	0.71	0.8	Vérifier
340	0.79	0.029	0.82		n'est pas vérifié

On augmente la section de la poutre de roulement de PR2 de HEB340 à HEB360

Tableau5.12. Vérification de la flèche de PR2

HEB	f_Q (cm)	$f_{G_{HEB}}$ (cm)	$f_Q + f_{G_{HEB}}$	\bar{f} (cm)	Observation
360	0.67	0.026	0.70	0.8	Vérifier

Tableau5.13. Les caractéristiques de profilé HEB360

HEB	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{el,z}$ (cm ³)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A_{HEB} (cm ²)	G_{HEB} (Kg/ml)
360	43190	10140	2400	676.1	360	300	12.5	22.5	180.6	142

Finalement on opte sur **HEB300** pour la poutre de roulement de PR1 et **HEB360** pour la poutre de roulement de PR2

5.5. Calcul des sollicitations agissantes sur la poutre de roulement :

Les charges créés par le pont roulant sont des charges d'exploitations, donc pour les sollicitations utilisées dans les vérifications à l'ELU en doit les majorer par 1.5 et le poids propre de la poutre de roulement ainsi que le rail en doit les majorer par 1.35 comme suite :

$$P = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec :} \quad G = G_{\text{HEB}} + G_{\text{rail}}$$

➤ **Moment fléchissant $M_{sd,y}$:**

Due à la charge verticale $Q_{r,max}$ et le poids propre de la poutre de roulement

Dans le cas de deux charges mobiles ou $a < 0.586.l$ on applique le théorème de Barré :

$$M_{sd,y} = 1.35 \left[\frac{G.l^2}{8} \right] + 1.5 \left[\frac{R.l}{4} \left(1 - \frac{e}{l} \right)^2 - \sum P_i \cdot d_i \right]$$

Ou bien on applique directement la formule simplifié :

$$M_{sd,y} = 1.35 \left[\frac{G.l^2}{8} \right] + 1.5 \left[\frac{Q_{r,max} \times l}{2} \left(1 - \frac{a}{2.l} \right)^2 \right]$$

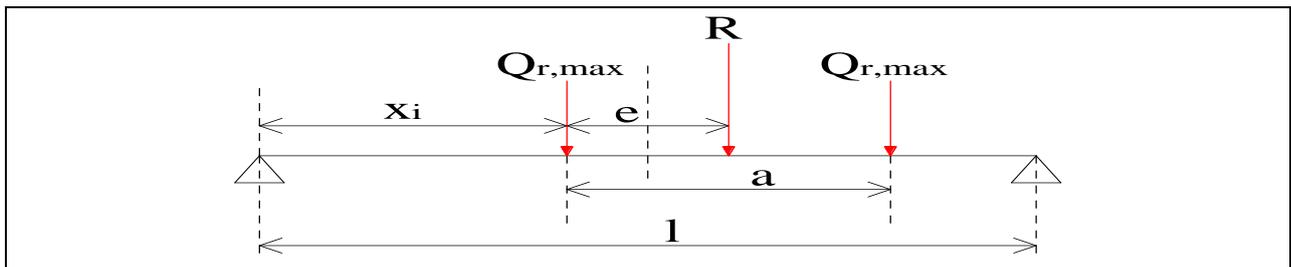


Figure5.6. Schéma de moment au tour de l'axe y

➤ **Moment fléchissant $M_{sd,z}$:**

Due à la charge verticale $H_{T,3}$

On applique la formule simplifié de théorème de Barré :

$$M_{sd,z} = 1.5 \left[\frac{H_{T,3} \times l}{2} \left(1 - \frac{a}{2.l} \right)^2 \right]$$

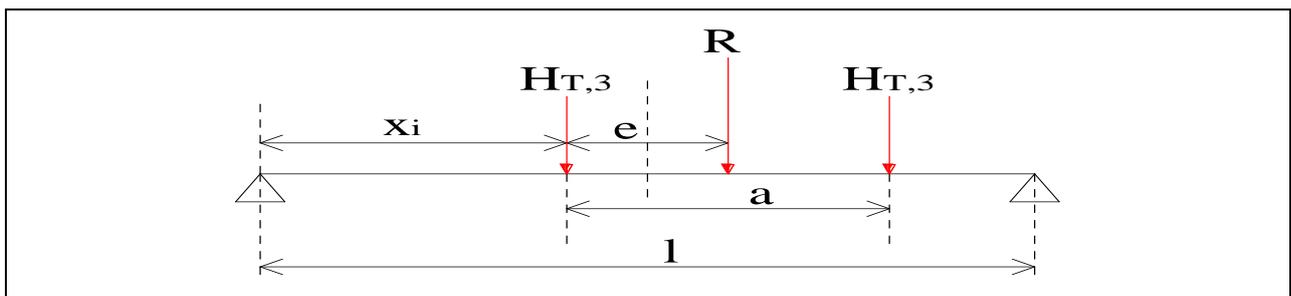


Figure5.7. Schéma de moment au tour de l'axe z

➤ **Moment de torsion $M_{sd,t}$:**

Due aux chargements horizontaux $\sum H_{T,3}$ et le chargement vertical $\sum Q_{r,max}$. Il convient de considérer une excentricité d'application de la charge verticale égale à $B/4$ avec B et la largeur de la tête de rail. [EC1-P3 : §2.5.3 (2)]

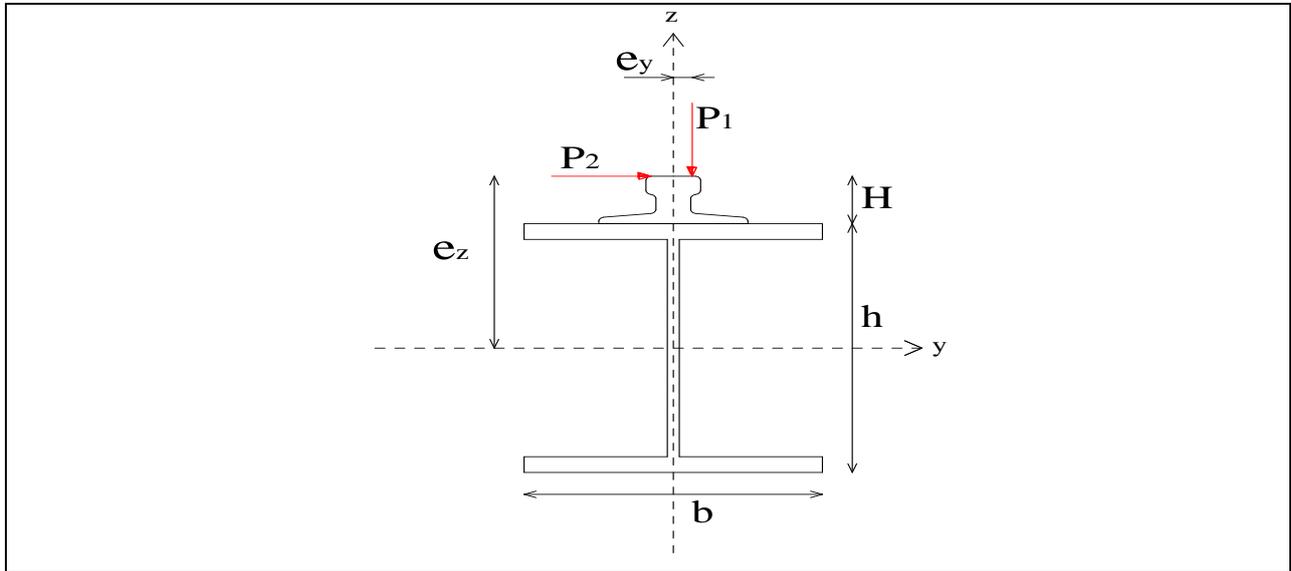


Figure 5.8. Schéma de moment de torsion

$$e_z = H + \frac{h}{2} \quad ; \quad e_y = \frac{B}{4} \quad ; \quad P_1 = \sum Q_{r,max} \quad ; \quad P_2 = \sum H_{T,3}$$

Donc :

$$M_{sd,t} = 1.5[(P_1 \times e_y) + (P_2 \times e_z)] = 1.5 \left[\left(\sum Q_{r,max} \times \frac{B}{4} \right) + \left(\sum H_{T,3} \times \left(H + \frac{h}{2} \right) \right) \right]$$

➤ **Effort tranchant $V_{sd,y}$:**

Due à la charge horizontale $H_{T,3}$

$$V_{sd,y} = 1.5 \left[H_{T,3} + \frac{H_{T,3} \times (l - a)}{l} \right]$$

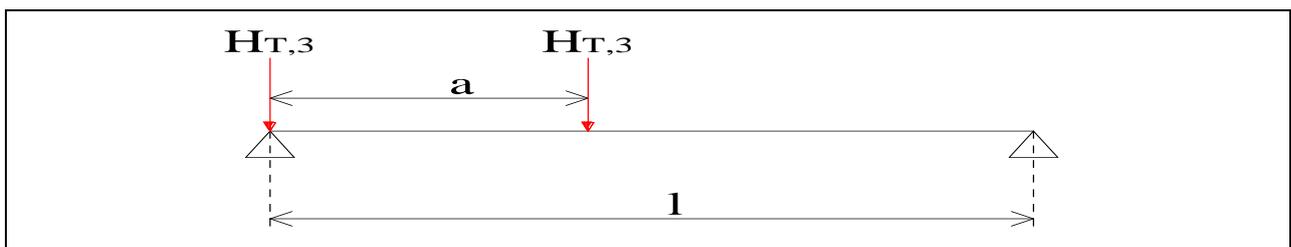


Figure 5.9. Schéma de l'effort tranchant suivant l'axe y

➤ **Effort tranchant $V_{sd,z}$:**

Due à la charge verticale $Q_{r,max}$

$$V_{sd,z} = 1.35 \left[\frac{G \cdot l}{2} \right] + 1.5 \left[Q_{r,max} + \frac{Q_{r,max} \times (l - a)}{l} \right]$$

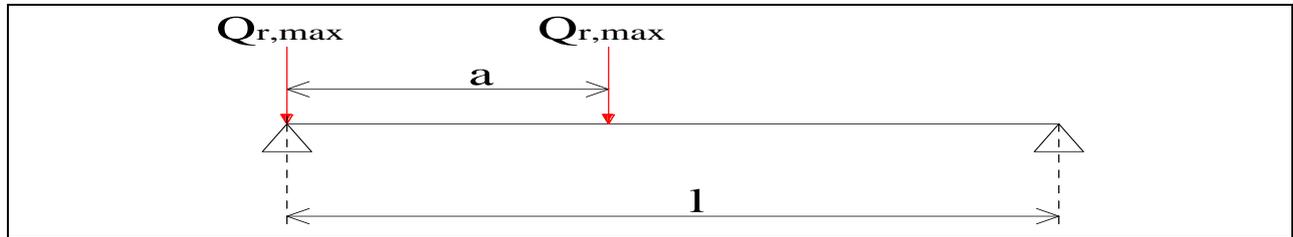


Figure 5.10. Schéma de l'effort tranchant suivant l'axe z

➤ **Effort normale N_{sd} :**

Due a la charge horizontale longitudinale avec :

$$N_{sd} = 1.5H_{L,i}$$

Tableau 5.14. Les résultats de calcul des sollicitations

Pont roulant	$M_{sd,y}$ (KN.m)	$M_{sd,z}$ (KN.m)	$M_{sd,t}$ (KN.m)	$V_{sd,y}$ (KN)	$V_{sd,z}$ (KN)	N_{sd} (KN)
PR1	219.58	30.18	9.75	25.41	183.43	6.24
PR2	351.61	52.77	20.27	46.92	310.31	8.51

5.6. Vérification de la poutre de roulement à l'ELU :

Par raison de la forte sensibilité des poutres de roulement à l'instabilité élastique, leurs dimensionnement par le calcul en plasticité n'est pas admis, due la vérification à la résistance est conduite en élasticité.

5.6.1. Vérification à la résistance :

La vérification à faire est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl}} + \frac{M_{sd,y}}{M_{el,y}} + \frac{M_{sd,z}}{M_{el,z}} \leq 1.0$$

Avec :

$$M_{el,y} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad M_{el,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad N_{pl} = \frac{A_{HEB} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

➤ **La poutre de roulement de PR1 :**

$$\frac{6.24}{3503.85} + \frac{219.58}{394.33} + \frac{30.18}{134.16} = 0.78 \leq 1.0$$

vérifiée

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$\frac{8.51}{4244.1} + \frac{351.61}{564} + \frac{52.77}{158.88} = 0.96 \leq 1.0 \quad \text{vérifiée}$$

On voit bien que la condition de résistance est vérifiée pour les deux poutres de roulement

5.6.2. Vérification au cisaillement :

La vérification à faire est comme suit :

$$V_{sd.z} \leq V_{plz.rd} \quad ; \quad V_{sd.y} \leq V_{ply.rd}$$

Avec :

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

Et :

$$A_{vz} = A_{HEB} - (2 \times b \times t_f) + ((t_w + 2r) \times t_f)$$

$$A_{vy} = (2 \times b \times t_f) + ((t_w + r) \times t_w)$$

➤ **La poutre de roulement de PR1 :**

$$V_{sd.z} = 183.43 \text{ KN} < V_{plz.rd} = \frac{47.45 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.0} = 643.79 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{sd.y} = 25.41 \text{ KN} < V_{ply.rd} = \frac{118.18 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.0} = 1603.43 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$V_{sd.z} = 310.31 \text{ KN} < V_{plz.rd} = \frac{60.56 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.0} = 821.66 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{sd.y} = 46.92 \text{ KN} < V_{ply.rd} = \frac{139.94 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.0} = 1898.67 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

On voit bien que la condition de cisaillement est vérifiée pour les deux poutres de roulement selon les deux axes

5.6.3. Vérification au phénomène d'instabilité :

En va déterminer d'abord la classe de chaque profilé :

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

➤ **Pour le HEB300 :**

La classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{300/2}{19} = 7.89 \leq 10$$

→Donc la semelle est de classe I

La classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{208}{11} = 18.91 \leq 72$$

→Donc l'âme est de classe I

Finalement le profilé HEB300 est de classe I

➤ **Pour le HEB360 :**

La classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{300/2}{22.5} = 6.67 \leq 10$$

→Donc la semelle est de classe I

La classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{261}{12.5} = 20.88 \leq 72$$

→Donc l'âme est de classe I

Finalement le profilé HEB360 est de classe I

Calcul de χ_{LT} :

χ_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Est l'élanement réduit vis-à-vis du déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \cdot \frac{M_{pl,y}}{M_{cr}} \right]^{1/2}$$

Dans notre cas on a des poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après, qui place en sécurité.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

Avec :

$$C_1 = 1.046 \quad (\text{Extrémité libre})$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{pour les section de classe I}$$

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

$$\text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$: profilés laminés

➤ **La poutre de roulement de PR1 :**

$$\lambda_{LT} = 63.15 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.67 \Rightarrow \phi_{LT} = 0.77 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.56$$

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$\lambda_{LT} = 63.93 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.68 \Rightarrow \phi_{LT} = 0.78 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.55$$

5.6.3.1. Vérification au déversement :

La condition de déversement est vérifiée lorsque $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$, dans notre cas on a :

$$\text{Pour le HEB300 : } \bar{\lambda}_{LT} = 0.67 > 0.4$$

$$\text{Pour le HEB360 : } \bar{\lambda}_{LT} = 0.68 > 0.4$$

Donc pour les deux poutres de roulement il ya eu de tenir compte de risque de déversement est la vérification à faire est comme suite :

$$M_{sd,y} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

➤ **La poutre de roulement de PR1 :**

$$M_{sd,y} = 219.58 \text{ KN.m} < 0.56 \times 1 \times \frac{1869 \times 23.5}{1.1} = 223.6 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$M_{sd,y} = 351.61 \text{ KN.m} > 0.55 \times 1 \times \frac{2683 \times 23.5}{1.1} = 315.25 \text{ KN.m} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

On voit bien que la condition de déversement n'est pas vérifiée pour la poutre de roulement de PR2 donc on doit augmenter la section de profilé à un **HEB400** et on aura :

$$G = 155 + 31.8 = 186.8 \text{ daN/ml} \Rightarrow M_{sd,y} = 352.89 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{LT} = 65.21 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.69 \Rightarrow \phi_{LT} = 0.78 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.549$$

$$M_{sd,y} = 352.89 \text{ KN.m} > 0.549 \times 1 \times \frac{3232 \times 23.5}{1.1} = 379.06 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

5.6.3.2. Vérification au voilement :

a)- Sous cisaillement :

Pour les profilés laminés si $d/t_w \leq 69$ la vérification au voilement sous cisaillement n'est pas nécessaire **[EC3-P1 :§5.1]**

➤ **Pour le HEB300 on a :**

$$d = 261 \text{ mm} \Rightarrow \frac{208}{11} = 18.91 < 69 \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Pour le HEB400 on a :**

$$d = 438 \text{ mm} \Rightarrow \frac{298}{13.5} = 22.07 < 69 \quad \text{vérifiée}$$

On voit bien que la vérification au voilement sous cisaillement est vérifiée pour les deux poutres de roulement

b)- Sous charge transversale :

b.1)- La résistance à l'écrasement de l'âme :

La vérification à faire est comme suit :

$$F_{sd} \leq R_{y,rd} \quad \text{[EC3-P1 :§5.7.3]}$$

Avec :

F_{sd} : L'effort sollicitant donné par la formule suivant

$$F_{sd} = 1.5 \times Q_{r,max}$$

$R_{y,rd}$: L'effort résistant donné par la formule suivant

[EC3-P1 :Formule5.71]

$$R_{y,rd} = (S_s + S_y) \times \frac{t_w \times f_{yw}}{\gamma_{m1}}$$

Où :

$$S_s = 2 \times \left(\frac{t_w}{2} + t_f + r \right)$$

$$S_y = 2 \times t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} \times \sqrt{\frac{f_{yf}}{f_{yw}}} \times \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{fEd}}{f_{yf}/\gamma_{m1}} \right)^2}$$

[EC3-P1 :Formule5.72]

σ_{fEd} : La contrainte longitudinale dans la semelle

$$\sigma_{fEd} = \frac{N_f}{A_f} \quad \text{avec} \quad N_f = \frac{M_{sd,y}}{h} + \frac{N}{2} \quad \text{et} \quad N = 1.5 \times H_T$$

H_T : La plus grande charge horizontale transversale, dans notre cas $H_T = H_{s,2,1,T}$

A_f : La section de la semelle avec $A_f = b \times t_f$

On a: $f_{yf} = f_{yw} = f_y$

➤ **La poutre de roulement de PR1 :**

$$A_f = 30 \times 1.9 = 57 \text{ cm}^2$$

$$N = 1.5 \times 16.40 = 24.6 \text{ KN} \Rightarrow N_f = 744.23 \text{ KN} \Rightarrow \sigma_{fEd} = 13.06 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow S_y = 15.70 \text{ cm}$$

$$S_s = 10.3 \text{ cm}$$

$$F_{sd} = 112.29 \text{ KN} < R_{y,rd} = (10.3 + 15.70) \times \frac{1.1 \times 23.5}{1.1} = 611 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$A_f = 30 \times 2.4 = 72 \text{ cm}^2$$

$$N = 1.5 \times 27.39 = 41.09 \text{ KN} \Rightarrow N_f = 902.77 \text{ KN} \Rightarrow \sigma_{fEd} = 12.54 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow S_y = 18.32 \text{ cm}$$

$$S_s = 11.55 \text{ cm}$$

$$F_{sd} = 202.40 \text{ KN} < R_{y,rd} = (11.55 + 18.32) \times \frac{1.35 \times 23.5}{1.1} = 861.48 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

On voit bien que la vérification de La résistance à l'écrasement de l'âme sous charge transversale est vérifiée pour les deux poutres de roulement

b.2)- La résistance de l'âme à l'enfoncement local :

La vérification à faire est comme suit :

[EC3-P1 : Annexe D.2b]

$$\frac{F_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd,y}}{M_{c,rd}} \leq 1.5$$

Avec :

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$R_{a,rd}$: Effort résistant de l'âme à l'enfoncement donné par :

$$R_{a,rd} = \frac{0.5 \times t_w^2 \times \sqrt{E \times f_{yw}} \left(\frac{t_f}{t_w} + 3 \times \frac{t_w}{t_f} \times \frac{S_s}{d} \right)}{\gamma_{m1}}$$

$$S_s \leq 0.2d \quad \text{en prond} \quad \frac{S_s}{d} = 0.2$$

➤ **La poutre de roulement de PR1 :**

$$R_{a,rd} = \frac{0.5 \times 1.1^2 \times \sqrt{21000 \times 23.5} \left(\frac{1.9}{1.1} + 3 \times \frac{1.1}{1.9} \times 0.2 \right)}{1.1} = 801.58 \text{ KN}$$

$$M_{c,rd} = \frac{1869 \times 23.5}{1.0} = 439.22 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{112.29}{801.58} + \frac{219.58}{439.22} = 0.64 \leq 1.5$$

vérifiée

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$R_{a,rd} = \frac{0.5 \times 1.35^2 \times \sqrt{21000 \times 23.5} \left(\frac{2.4}{1.35} + 3 \times \frac{1.35}{2.4} \times 0.2 \right)}{1.1} = 1230.99 \text{ KN}$$

$$M_{c,rd} = \frac{3232 \times 23.5}{1.0} = 759.52 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{202.40}{1230.99} + \frac{352.89}{759.52} = 0.63 \leq 1.5$$

vérifiée

On voit bien que la vérification de la résistance de l'âme à l'enfoncement locale sous charge transversale est vérifiée pour les deux poutres de roulement

b.3)- Vérification de l'âme au voilement générale :

La vérification à faire est comme suite :

$$F_{sd} \leq \chi_{\min} \times \frac{A_{\text{eff}} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{\text{eff}} = t_w \times b_{\text{eff}} \quad \text{avec} \quad b_{\text{eff}} = \sqrt{h^2 + S_s^2}$$

Calcul des moments d'inerties puis les rayons de girations :

$$I_y = \frac{t_w \times b_{\text{eff}}^3}{12} \quad \rightarrow \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{\text{eff}}}}$$

$$I_z = \frac{b_{\text{eff}} \times t_w^3}{12} \rightarrow i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{\text{eff}}}}$$

On utilise les rayons de giration précédent pour le calcul des λ et des $\bar{\lambda}$ puis en détermine le χ_{\min} qui correspond à la valeur de λ_{\max} après le choix de la courbe de flambement avec :

$$\lambda_{\max} = \min(\lambda_y ; \lambda_z)$$

On prend la longueur de flambement égale à la hauteur entre les centres de gravité des semelles

$$L_k = h - 2 \left(\frac{t_f}{2} \right)$$

➤ **La poutre de roulement de PR1 :**

$$b_{\text{eff}} = \sqrt{30^2 + 10.3^2} = 31.72 \text{ cm} \Rightarrow A_{\text{eff}} = 1.1 \times 31.72 = 34.89 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} I_y = 2925.57 \text{ cm}^4 \\ I_z = 3.52 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} i_y = 9.16 \text{ cm} \\ i_z = 0.31 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \lambda_y = 3.07 \\ \lambda_z = 90.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0.033 \\ \bar{\lambda}_z = 0.97 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_z = 0.97 \text{ courbe de flambement (c)} \Rightarrow \chi_{\min} = \chi_z = 0.558$$

Donc :

$$F_{\text{sd}} = 112.29 \text{ KN} \leq 0.558 \times \frac{34.89 \times 23.5}{1.1} = 415.92 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$b_{\text{eff}} = \sqrt{40^2 + 11.55^2} = 41.63 \text{ cm} \Rightarrow A_{\text{eff}} = 1.35 \times 41.63 = 56.20 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} I_y = 8116.56 \text{ cm}^4 \\ I_z = 8.54 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} i_y = 12.02 \text{ cm} \\ i_z = 0.39 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \lambda_y = 3.13 \\ \lambda_z = 96.41 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0.033 \\ \bar{\lambda}_z = 1.03 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_z = 1.03 \text{ courbe de flambement (c)} \Rightarrow \chi_{\min} = \chi_z = 0.528$$

Donc :

$$F_{\text{sd}} = 202.40 \text{ KN} \leq 0.528 \times \frac{56.20 \times 23.5}{1.1} = 633.93 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

On voit bien que la vérification de l'âme au voilement générale sous charge transversale est vérifiée pour les deux poutres de roulement

5.6.4. Vérification spéciale à la fatigue :

La vérification à faire est comme suit :

[EC3-P9 : Formule 8.2]

$$\frac{\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \dots \dots \dots (I)$$

- $\Delta\sigma_{E,2}$: Étendue de contrainte équivalente d’amplitude constante relative à 2 millions de cycles

$$\Delta\sigma_{E,2} = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}| \quad \text{[EC3-P6 : § 9.3.2 (9.1)]}$$

$$\sigma_{p,max} = \frac{M_{y \max} + M_{y G}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad M_{y \max} = \frac{Q_{r,max} \times l}{4}$$

$$\sigma_{p,min} = \frac{M_{y \min} + M_{y G}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad M_{y \min} = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_{y G} = \frac{G_{tot} \times l^2}{8} \quad \text{avec} \quad G_{tot} = G_{HEB} + G_{rail} + G_1$$

G_1 : Dévers avec $G_1 = 10\% \times G_{HEB}$

- Détail de catégorie 80 donc $\Delta\sigma_C = 80$ MPa Etendue de contrainte verticale de compression dans l’âme due aux charges roulantes. [EC3-P9 : Tableau 8.10]

- $\gamma_{Ff} = 1.0$ [EC3-P6 : § 9.2]

- $\gamma_{Mf} = 1.15$ [EC3-P9 : Tableau 3.1]

Tableau5.15. Les résultats de la vérification à la fatigue

	G_{tot} (Kg/ml)	$M_{y G}$ (KN.m)	$M_{y \max}$ (KN.m)	$M_{y \min}$ (KN.m)	$\sigma_{p,max}$ (MPa)	$\sigma_{p,min}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{E,2}$ (MPa)	(I)	Observation
PR1	150.8	6.79	98.76	0	62.90	4.05	58.85	0.85	Vérifiée
PR2	202.3	9.10	178.74	0	65.13	3.16	61.97	0.89	vérifiée

On voit bien que la condition de la fatigue est vérifiée pour les deux poutres de roulement

Conclusion:

Après tous les vérifications on adopte sur un **HEB300** pour la poutre de roulement de pont roulant 1 et un **HEB400** pour la poutre de roulement de pont roulant 2

5.7. Dimensionnement de corbeau :

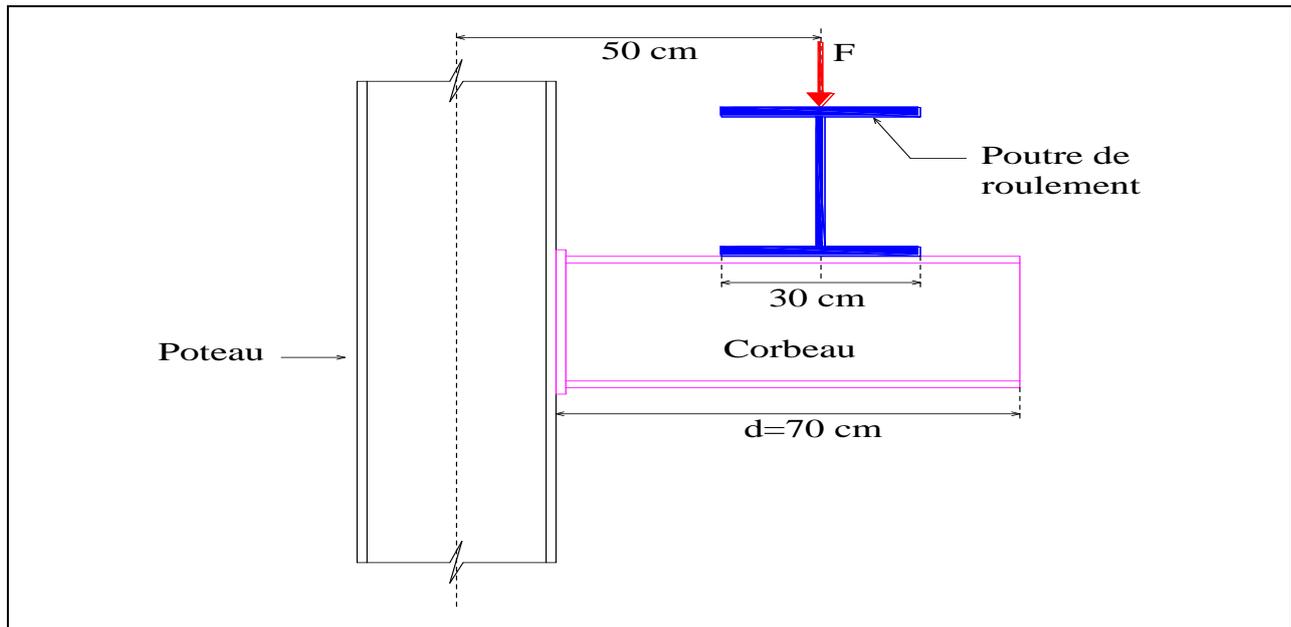


Figure 5.11. Schéma statique de corbeau

5.7.1. Pré dimensionnement de corbeau :

Le corbeau est pré dimensionné en vérifiant la condition de résistance suivante :

$$M_{sd,y} \leq M_{rd,y} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow W_{el,y} \geq \frac{M_{sd,y} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Où :

$M_{sd,y}$: Est le moment sollicitant le corbeau

$$M_{sd,y} = 1.35 \times \frac{F \times d}{2}$$

d : Est la portée de corbeau

F : L'effort tranchant sur le corbeau obtenu lorsque l'un des galets est au voisinage de l'appui avec

$$F = V_{sd,z} \Rightarrow M_{sd,y} = 1.35 \times \frac{V_{sd,z} \times d}{2}$$

Finalement :

$$W_{el,y} \geq \frac{1.35 \times V_{sd,z} \times d \times \gamma_{m0}}{2 \times f_y}$$

➤ La poutre de roulement de PR1 :

$$W_{el,y} \geq \frac{1.35 \times 183.43 \times 70 \times 1.0}{2 \times 23.5} = 368.81 \text{ cm}^3$$

Donc on adopte sur un **IPE270** avec $W_{el,y} = 429 \text{ cm}^3$

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$W_{el,y} \geq \frac{1.35 \times 311.16 \times 70 \times 1.0}{2 \times 23.5} = 625.63 \text{ cm}^3$$

Donc on adopte sur un **IPE330** avec $W_{el,y} = 713 \text{ cm}^3$

5.7.2. Vérification de corbeau à la flèche :

La vérification à faire est comme suit :

$$f = \frac{F \times d^3}{3EI_y} + \frac{G_{IPE} \times d^4}{8EI_y} \leq \bar{f} = \frac{d}{500} = \frac{70}{500} = 0.14 \text{ cm}$$

➤ **La poutre de roulement de PR1 :**

$$G_{IPE270} = 36.1 \text{ Kg/ml}$$

$$I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{183.43 \times 70^3}{3 \times 21000 \times 5790} + \frac{36.1 \times 10^{-4} \times 70^4}{8 \times 21000 \times 5790} = 0.173 \text{ cm} > \bar{f} = 0.14 \text{ cm} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

On voit bien que la condition n'est pas vérifiée donc on augmente la section de profilé à l'IPE300 avec :

$$G_{IPE300} = 42.2 \text{ Kg/ml}$$

$$I_y = 8356 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{183.43 \times 70^3}{3 \times 21000 \times 8356} + \frac{42.2 \times 10^{-4} \times 70^4}{8 \times 21000 \times 8356} = 0.12 \text{ cm} < \bar{f} = 0.14 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte sur un **IPE300** pour les corbeaux de la poutre de roulement de PR1

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$G_{IPE330} = 49.1 \text{ Kg/ml}$$

$$I_y = 11770 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{311.16 \times 70^3}{3 \times 21000 \times 11770} + \frac{49.1 \times 10^{-4} \times 70^4}{8 \times 21000 \times 11770} = 0.143 \text{ cm} > \bar{f} = 0.14 \text{ cm} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

On voit bien que la condition n'est pas vérifiée donc on augmente la section de profilé à l'IPE360 avec :

$$G_{IPE360} = 57.1 \text{ Kg/ml}$$

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{311.16 \times 70^3}{3 \times 21000 \times 16270} + \frac{57.1 \times 10^{-4} \times 70^4}{8 \times 21000 \times 16270} = 0.10 \text{ cm} < \bar{f} = 0.14 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte sur un **IPE360** pour les corbeaux de la poutre de roulement de PR2

5.7.3. Vérification de corbeau à l'effort tranchant :

La vérification à faire est comme suit :

$$V_{sd.z} \leq V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \quad \text{Mais} \quad V_{sd.z} \leq 0.5V_{plz.rd}$$

Si non il faut calculer le moment de réduction plastique $M_{v.rd}$ et vérifier la condition suivant :

$$M_{sd.y} \leq M_{v.rd} = \left[W_{pl,y} - \frac{\rho \times A_{vz}^2}{4 \times t_w} \right] \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$\rho = \left[\frac{2 \times V_{sd.z}}{V_{plz.rd}} - 1 \right]^2$$

Tableau5.16. Les caractéristiques des profilés IPE300 et IPE360

IPE	I_y (cm^4)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	t_w (mm)	A_{vz} (cm^2)	G_{IPE} (Kg/ml)
300	8356	628	7.1	25.7	42.2
360	16270	1019	8.0	35.1	57.1

➤ La poutre de roulement de PR1 :

$$V_{sd.z} = 183.43 \text{ KN} < V_{plz.rd} = \frac{25.7 \times (23.5/\sqrt{3})}{1.0} = 348.69 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Mais

$$V_{sd.z} = 183.43 \text{ KN} > 0.5V_{plz.rd} = 174.35 \text{ KN}$$

Donc on doit calculer le moment de réduction plastique $M_{v.rd}$ avec :

$$\rho = \left[\frac{2 \times 183.43}{348.69} - 1 \right]^2 = 2.72 \times 10^{-3}$$

$$M_{v.rd} = \left[628 - \frac{2.72 \times 10^{-3} \times 25.7^2}{4 \times 0.71} \right] \times \frac{23.5}{1.0} = 147.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.y} = 1.35 \times \frac{183.43 \times 0.7}{2} = 86.67 \text{ KN.m} \leq M_{v.rd} = 147.43 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **La poutre de roulement de PR2 :**

$$V_{sd.z} = 311.16 \text{ KN} < V_{plz.rd} = \frac{35.1 \times (23.5/\sqrt{3})}{1.0} = 476.23 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

Mais

$$V_{sd.z} = 311.16 \text{ KN} > 0.5V_{plz.rd} = 238.11 \text{ KN}$$

Donc on doit calculer le moment de réduction plastique M_{vrd} avec :

$$\rho = \left[\frac{2 \times 311.16}{476.23} - 1 \right]^2 = 9.41 \times 10^{-2}$$

$$M_{v.rd} = \left[1019 - \frac{9.41 \times 10^{-2} \times 35.1^2}{4 \times 0.81} \right] \times \frac{23.5}{1.0} = 231.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.y} = 1.35 \times \frac{311.16 \times 0.7}{2} = 147.02 \text{ KN.m} \leq M_{v.rd} = 231.06 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Après toutes les vérifications on adopte un **IPE300** pour les corbeaux qui supporte la poutre de roulement de pont roulant 1 et un **IPE360** pour les corbeaux qui supporte la poutre de roulement de pont roulant 2

Chapitre 6

Pré-dimensionnement des éléments porteurs

6.1. Introduction	97
6.2. Calcul des charges portées par les portiques	97
6.3. Calcul des sollicitations	97
6.3.1. Sous charge permanente	98
6.3.2. Sous charge de neige	98
6.3.3. Sous charge de vent	99
6.3.4. Sous charge de pont roulant	100
6.3.5. Les combinaisons d'action à l'ELU et l'ELS	100
6.5. Pré-dimensionnement de la traverse	101
6.6. Pré-dimensionnement de poteau	101

Pré-dimensionnement des éléments porteurs

6.1. Introduction :

La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étapes de toutes les sollicitations élémentaires, engendrées par les divers actions permanentes, d'exploitation et climatique. Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons les plus défavorables, pour déterminer les sections des profilés des pièces.

Dans ce chapitre on va pré-dimensionner les éléments porteurs de la structure ou bien les portiques auto stable, notre structure comporte 6 portiques espacés de 6 m.

6.2. Calcul des charges portées par les portiques :

➤ Charge permanente :

La charge permanente G est la somme de poids de la couverture, le poids des pannes et le poids estimé de la traverse

- ✓ Le poids de la couverture : 14.2 daN/m^2
- ✓ Le poids des pannes : 30.7 daN/m^2
- ✓ Le poids de la traverse estimé : 10 daN/m^2

Donc :

$$G = (14.2 + 30.7 + 10) \times 6 = 329.4 \text{ daN/ml}$$

➤ Charge de neige :

On a : $S = 34.2 \text{ daN/m}^2$

Donc :

$$S_n = 34.2 \times 6 = 205.2 \text{ daN/ml}$$

➤ Charge de vent :

Afin de pouvoir calculer l'action du vent sur la structure, on doit prendre en considération le cas le plus défavorable, vent sur pignon avec une surpression intérieure.

- ✓ La charge de vent sur la toiture : 120.30 daN/m^2

Donc la charge sur la traverse est comme suite :

$$W_T = 120.30 \times 6 = 721.8 \text{ daN/ml}$$

- ✓ La charge de vent sur les parois : 128.93 daN/m^2

Donc la charge sur le poteau est comme suite :

$$W_p = 128.93 \times 6 = 773.58 \text{ daN/ml}$$

➤ Charge de pont roulant :

Les charges des ponts roulants portées par le portique sont les efforts tranchants maximaux non pondérés sur les corbeaux donc :

- ✓ Pont roulant de 10T : $P_1 = 109.17 \text{ KN}$
- ✓ Pont roulant de 20T : $P_2 = 185.66 \text{ KN}$ (chapitre 5)

6.3. Calcul des sollicitations :

On calcul d'abord le coefficient de rigidité de l'encastrement au niveau des nœuds B et B', (figure6.1).

Puis en calcul les réactions d'appuis aux pieds de poteaux et le moment au nœud B

$$K = \frac{I_T \times h}{I_p \times S} = \frac{f}{h} \cos \alpha = \frac{L}{2 \times S} \sin \alpha = \frac{f}{S} = \frac{1}{10.05} = 0.10 \quad [9]$$

6.3.1. Sous charge permanente :

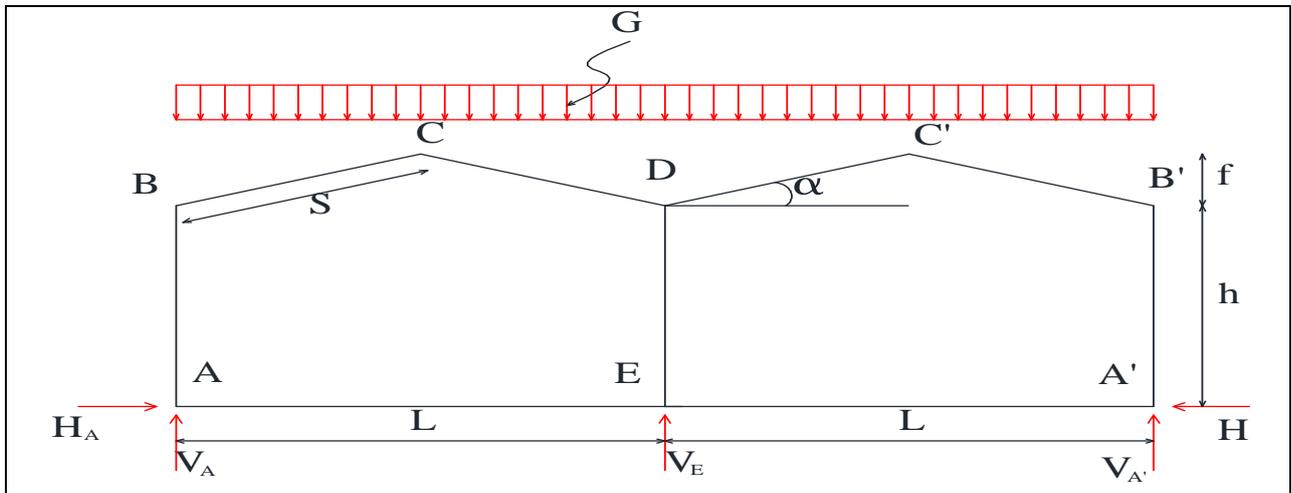


Figure 6.1. Schéma statique de portique sous G

Calcul des réactions d'appuis :

➤ Les réactions verticales sous poteaux de rive :

$$V_A = V_{A'} = 0.375 \times G \times L = 24.71 \text{ KN}$$

➤ La réaction verticale sous poteau intermédiaire :

$$V_E = 1.25 \times G \times L = 82.35 \text{ KN}$$

➤ Les réactions horizontales sous poteaux de rive :

$$H_A = H_{A'} = H = \frac{G \times L^2}{32} \times \frac{(8 \times h) + (5 \times f)}{h^2(K + 3) + f(3h + f)} = 7.59 \text{ KN}$$

Calcul de moment :

$$M_B = -H \times h = -103.60 \text{ KN.m}$$

6.3.2. Sous charge de neige :

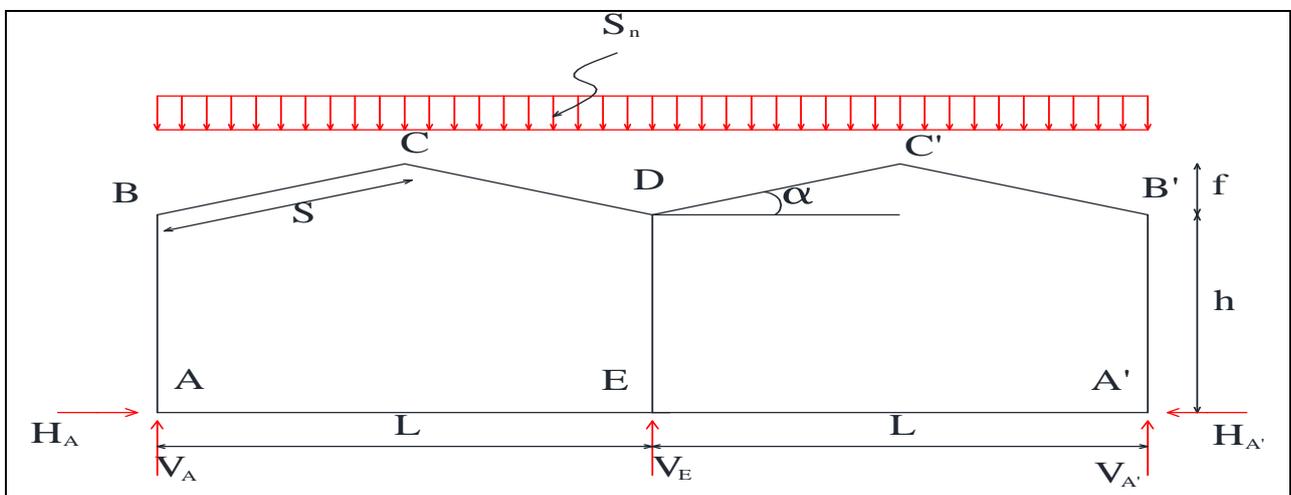


Figure 6.2. Schéma statique de portique sous S_n

Calcul des réactions d'appuis :

- Les réactions verticales sous poteaux de rive :

$$V_A = V_{A'} = 0.375 \times S_n \times L = 15.39 \text{ KN}$$

- La réaction verticale sous poteau intermédiaire :

$$V_E = 1.25 \times S_n \times L = 51.30 \text{ KN}$$

- Les réactions horizontales sous poteaux de rive :

$$H_A = H_{A'} = H = \frac{S_n \times L^2}{32} \times \frac{(8 \times h) + (5 \times f)}{h^2(K + 3) + f(3h + f)} = 4.73 \text{ KN}$$

Calcul de moment :

$$M_B = -H \times h = -64.56 \text{ KN.m}$$

6.3.3. Sous charge de vent :

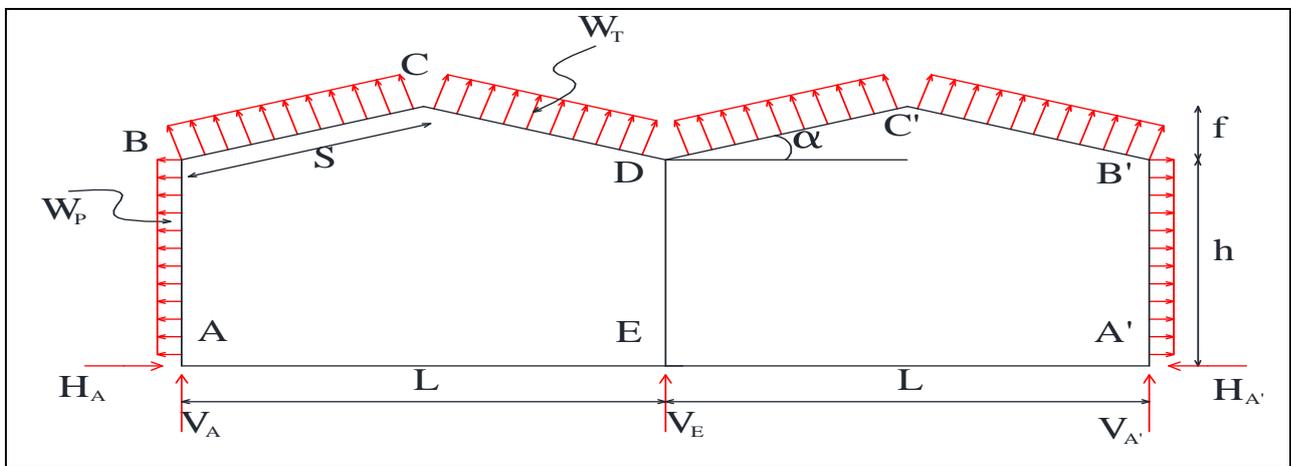


Figure 6.3. Schéma statique de portique sous W

→ Calcul des réactions sous la charge de soulèvement W_T :

- Les réactions verticales sous poteaux de rive :

$$V_A = V_{A'} = -0.375 \times W_T \times L = -54.41 \text{ KN}$$

- La réaction verticale sous poteau intermédiaire :

$$V_E = -1.25 \times W_T \times L = -181.35 \text{ KN}$$

- Les réactions horizontales sous poteau de rive :

$$H_A = H_{A'} = H = -\frac{W_T \times L^2}{32} \times \frac{(8 \times h) + (5 \times f)}{h^2(K + 3) + f(3h + f)} = -16.32 \text{ KN}$$

Calcul de moment :

$$M_B = H \times h = -227 \text{ KN.m}$$

→ Calcul des réactions sous la charge horizontale W_p :

- Les réactions verticales sous poteaux :

$$V_A = V_{A'} = V_E = 0 \text{ KN}$$

- Les réactions horizontales sous poteaux de rive :

$$H_A = H_{A'} = H = W_p \times h = 105.59 \text{ KN}$$

Calcul de moment :

$$M_B = -\frac{W_p \cdot h^2}{2} = -720.68 \text{ KN.m}$$

→ Finalement :

$$V_A = V_{A'} = -106.29 \text{ KN}$$

$$V_E = -354.29 \text{ KN}$$

$$H = -16.32 + 105.59 = 89.27 \text{ KN}$$

$$M_B = -445.67 - 720.68 = -947.68 \text{ KN.m}$$

6.3.4. Sous charge de pont roulant :

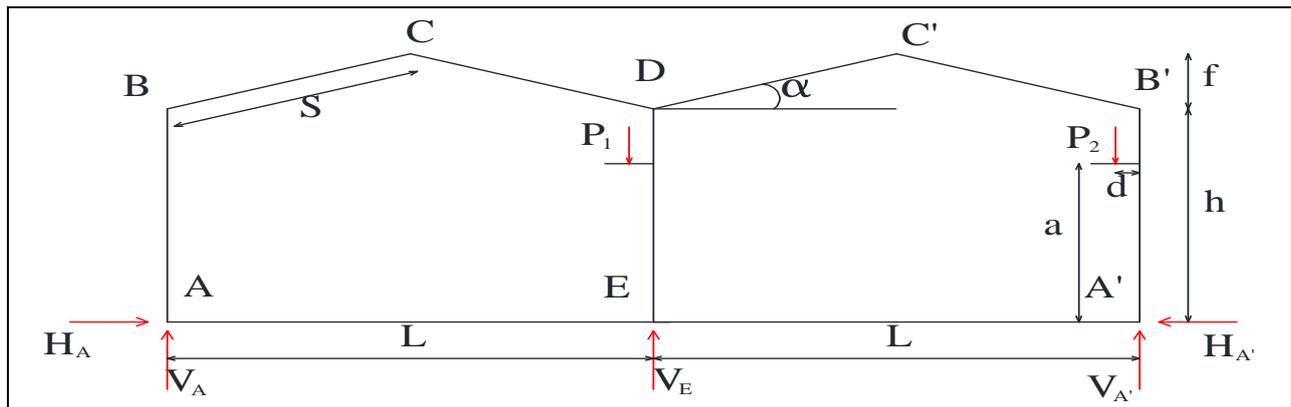


Figure 6.4. Schéma statique de portique sous P

Calcul des réactions d'appuis :

➤ Les réactions verticales sous poteaux de rive :

$$V_A = P_1 \frac{d+L}{2.L} + P_2 \frac{d}{2.L} = 58.27 \text{ KN}$$

$$V_{A'} = P_1 \frac{L-d}{2.L} + P_2 \frac{2.L-d}{2.L} = 236.56 \text{ KN}$$

➤ La réaction verticale sous poteau intermédiaire :

$$V_E = P_1 \frac{L-d}{L} + P_2 \frac{d}{L} = 111.08 \text{ KN}$$

➤ Les réactions horizontales sous poteaux de rive :

$$H_A = H_{A'} = H = \frac{3 \times (P_2 \cdot d)}{4 \cdot h} \times \frac{K(h^2 - a^2) + h(2h + f)}{h^2(K + 3) + f(3h + f)} = 3.25 \text{ KN}$$

Calcul de moment :

$$M_B = (P_2 \cdot d) - (H \times a) = 60.33 \text{ KN.m}$$

6.3.5. Les combinaisons d'action à l'ELU et l'ELS :

On calcule les réactions d'appuis et le moment sous les combinaisons les plus défavorables à l'ELS :

[9]

$$G + S_n + 0.77P \dots \dots (1)$$

$$G + P + 0.77S_n \dots \dots (2)$$

$$G - W \dots \dots \dots (3)$$

Tableau 6.1. Récapitulation des valeurs des réactions d'appuis et le moment au point B

Sollicitation		V_A (KN)	$V_{A'}$ (KN)	V_E (KN)	H (KN)	M_B (KN.m)
Sous G		24.71	24.71	82.35	7.59	-103.60
Sous S_n		15.39	15.39	51.30	4.73	-64.56
Sous W		-106.29	-106.29	-354.29	89.27	-947.68
Sous P		58.27	236.56	111.08	3.25	60.33
combinaison	1	84.97	222.25	219.18	14.82	-121.71
	2	94.83	273.12	232.93	14.48	-92.98
	3	131	131	436.64	-81.68	844.08

6.5. Pré-dimensionnement de la traverse :

Le pré-dimensionnement de la traverse se fait par la vérification de la flèche à l'ELS, la condition à vérifier est comme suit :

[9]

$$f = \frac{1}{384 \cdot E \cdot I_y} \left((5 \times q \times l^4) - (48 \cdot M_B \cdot l^2) \right) \leq \frac{1}{200}$$

Avec :

$$l = 20.1 \text{ m}$$

$$q = G + S_n = 534.6 \text{ daN/ml}$$

$$M_B = 844.08 \text{ KN.m}$$

$$I_y \geq \frac{200 \left((5 \times q \times l^4) - (48 \cdot M_B \cdot l^2) \right)}{384 \cdot l \cdot E} = 52825.35 \text{ cm}^4$$

On opte sur un **IPE550** avec : $I_y = 67116.5 \text{ cm}^4$

6.6. Pré-dimensionnement de poteau :

Le pré-dimensionnement de poteau se fait par la vérification de déplacement horizontal à l'ELS en tête de poteau, la condition à vérifier est comme suit :

[9]

$$\Delta = \frac{0.18 \times h^3 \times H}{E \cdot I_y} \leq \frac{h}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{300 \times 0.18 h^2 \times H}{E}$$

A la base de poteau, sous l'effort gravitaire on à $H = 14.82 \text{ KN}$

Donc :

$$I_y \geq \frac{300 \times 0.18 \times 1000^2 \times 14.82}{21000} = 38108.57 \text{ cm}^4$$

On opte sur un **IPE500** avec : $I_y = 48198.5 \text{ cm}^4$

Chapitre 7

Etude sismique et vérification des éléments

7.1. Introduction	102
7.2. Analyse de la structure	102
7.2.1. Méthodes de calcul	102
7.2.1.1. Calcul de l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente	102
7.2.1.2. La méthode dynamique modale spectrale	106
7.3. Vérification des éléments	112
7.3.1. Vérification des traverses	112
7.3.1.1. Détermination de la classe de la section transversale	113
7.3.1.2. Vérification de la résistance de la section transversale	113
7.3.1.3. Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité	114
7.3.2. Vérification des poteaux	115
7.3.2.1. Détermination de la classe de la section transversale	116
7.3.2.2. Vérification de la résistance de la section transversale	116
7.3.2.3. Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité	117
7.3.3. Vérification des diagonales de la poutre au vent	119
7.3.3.1. Vérification à la traction	119
7.3.4. Vérification des diagonales de la palée de stabilité	120
7.3.3.1. Vérification à la traction	120

Etude sismique et vérification des éléments

7.1. Introduction :

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

Pour cela l'application des règles parasismiques actuelle « RPA 99 version 2003 » concernant le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf la zone zéro.

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

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot2013 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

- **Principe de la méthode des éléments finis :**

Les deux principes de la méthode des éléments finis sont :

Remplacer le problème continu par un problème discret, c'est-à-dire, remplacer le problème de degrés de liberté infini par un problème de degrés de liberté fini.

Remplacer le système d'équations différentielles aux dérivés partielles, par un système d'équations algébriques équivalent facilement solvable.

7.2. Analyse de la structure :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements vigueurs, sur les cas de chargement.

- **Chargements statiques :**
 - ✓ Le poids propre de la structure
 - ✓ Les effets dus au pont roulant
 - ✓ Les effets dus aux actions climatiques [selon RNV/2013]
- **Chargements dynamiques :**
 - ✓ L'accélération de sol

7.2.1. Méthodes de calcul :

7.2.1.1. Calcul de l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus adaptée pour le calcul dynamique des structures, est celle qui est basée sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais le « RPA99 version 2003 » exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc calculons l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a)- 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 effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b)- Calcul de la force sismique total :

La force sismique total « V », appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales (V_x et V_y) selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, $A = 0.15$

[Tableau (4.1) RPA/2003]

D : Facteur d'amplification

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_1 ; T_2 : Périodes caractéristiques $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.5 \text{ s}$

[Tableau (4.7) RPA/2003]

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'après le tableau (4.2) de RPA99 version 2003 on a : $\xi = 5\%$ donc

$$\eta = 1$$

c)- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques, et la formule empirique utilisée est la suivant.

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad \text{[Formule (4.6) RPA/2003]}$$

h_N : Hauteur mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure, $h_N = 14.65 \text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, $C_T = 0.05$ donné par le tableau 4.6 de RPA/2003.

Donc :

$$T = 0.05 \times 14.65^{3/4} = 0.37 \text{ s}$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule (4.7) de RPA/2003 :

$$T = \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D}}$$

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

Sens transversale :

$$d_x = 40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.21 \text{ s}$$

Sens longitudinale :

$$d_y = 30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0.24 \text{ s}$$

D'après le RPA/2003 il faut utiliser la valeur la plus petite des deux directions

$$T_x = \min(T; T_x) = \min(0.37; 0.21) \Rightarrow T_x = 0.21 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \min(0.37; 0.24) \Rightarrow T_y = 0.24 \text{ s}$$

On a T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0.5 \text{ s}$.

Donc :

$$D = 2.5\eta \quad \Rightarrow \quad D = 2.5$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, $R = 4$ [Tableau (4.3) RPA/2003]

Q : Facteur de qualité, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction, est par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{[Formule (4.4) RPA/2003]}$$

Tableau 7.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère « q »	$P_q(x)$	$P_q(y)$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
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	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
$\sum P_q$	0.25	0.25

Donc :

$$Q(x) = Q(y) = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.25$$

W : Poids total de la structure, est donné par la formule suivante :

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, $\beta = 0.5$

[Tableau (4.5) RPA/2003]

Tableau7.2. Calcul de poids propre de la structure

Eléments	Type d'élément	Poids par mètre linéaire, Kg/ml	Longueurs totales Dans la structure (m)	Poids total d'élément Kg
Panne	IPE160	15.8	1080	17064
Montants de la poutre au vent	HEB160	42.6	120	5112
Lisse de bardages en long pan	UAP200	25.1	540	13554
Lisse de bardages en pignon	UAP130	13.74	520	7144.8
Potelet	IPE400	66.3	139.8	9268.74
Poutre sablières	HEB120	26.7	90	2403
Traverse	IPE550	105.5	241.2	25446.6
Poutre au dessous de potelet	IPE200	22.4	40	896
Poteau	IPE600	122.4	245.7	30073.68
Poutre de PR1	HEB300	117	60	7020
Poutre de PR2	HEB400	155	60	9300
Corbeau1	IPE300	42.2	8.4	354.48
Corbeau2	IPE360	57.1	8.4	479.64
CAE de poutre au vent	CAE (80X8)	9.63	250.56	2412.89
CAE de palées de stabilité	2CAE (80X8)	19.26	149.44	2878.21
Eléments d'attaches				5000
Les deux ponts roulants				14550
Poids total de la structure W_{Gi} (KN)				1529.52
La charge d'exploitation W_{Qi} (KN)				528

D'après le tableau on a :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 1793.52 \text{ KN}$$

Donc :

$$V = V_x = V_y = \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.25}{4} \times 1793.52 = 210.18 \text{ KN}$$

7.2.1.2. La méthode dynamique modale spectrale :

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

a)- Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec les coefficients : A ; η ; T_1 ; T_2 ; Q ; R sont déjà déterminés.

$$A = 0.15 \quad ; \quad \eta = 1 \quad ; \quad T_1 = 0.15 \text{ s} \quad ; \quad T_2 = 0.5 \text{ s} \quad ; \quad Q = 1.25 \quad ; \quad R = 4$$

b)- Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

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

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

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2 \text{ s}$$

Où

N : est le nombre de niveau au dessus du sol

TK : la période du mode K.

c)-Résultat de calcul :

c.1)- Schématisation du spectre de réponse suivant x-x' et y-y' :

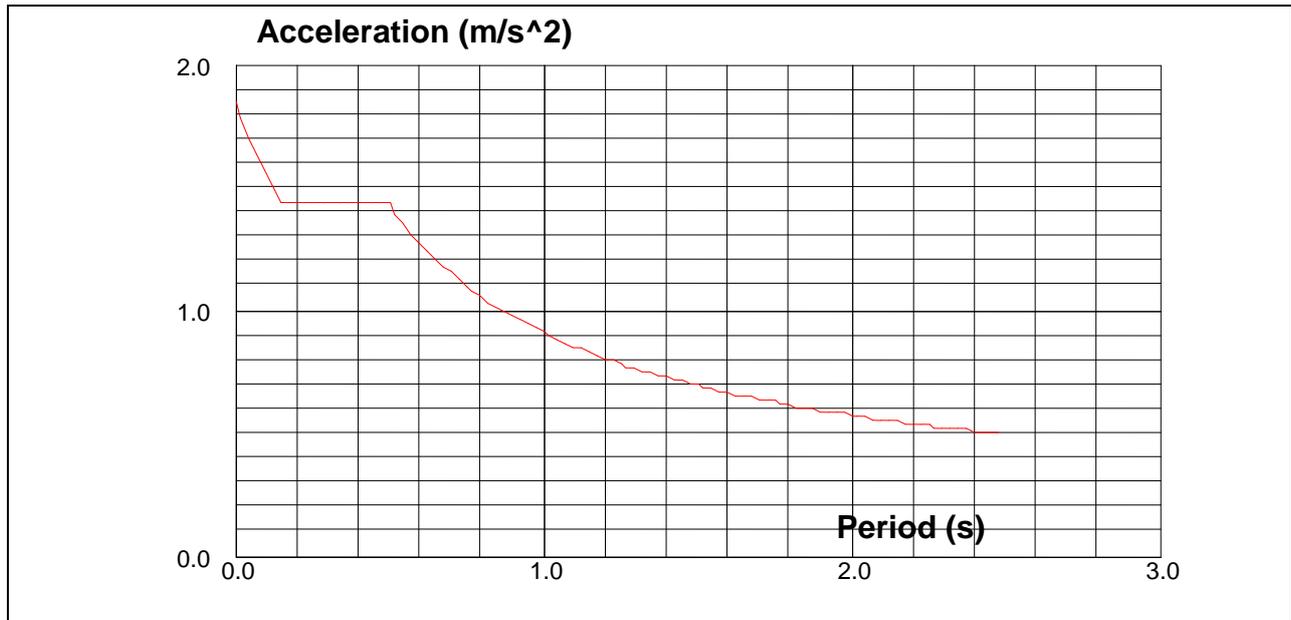


Figure7.1. schéma de spectre de réponse

c.2)- Pourcentage de participation de masse :

Tableau7.3. Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
7/ 1	1,54	0,65	85,28	0,00	0,0	85,28	0,00	0,0	178817,19	178817,19	0,0
7/ 2	1,73	0,58	85,28	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	178817,19	178817,19	0,0
7/ 3	2,26	0,44	85,28	61,82	0,0	0,00	61,82	0,0	178817,19	178817,19	0,0
7/ 24	7,70	0,13	85,82	94,24	0,0	0,00	4,39	0,0	178817,19	178817,19	0,0
7/ 41	11,49	0,09	90,28	94,27	0,0	0,59	0,00	0,0	178817,19	178817,19	0,0

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les 41 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (x) pour le premier mode.
- Rotation au tour de (z) pour le deuxième mode.
- Translation suivant (y) pour le troisième mode.

c.3)- Les réponses modales de la structure :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- **Mode 1 :**

Translation suivant $x-x'$, la période $T = 0.65s$, taux de participation de la masse 85.28%

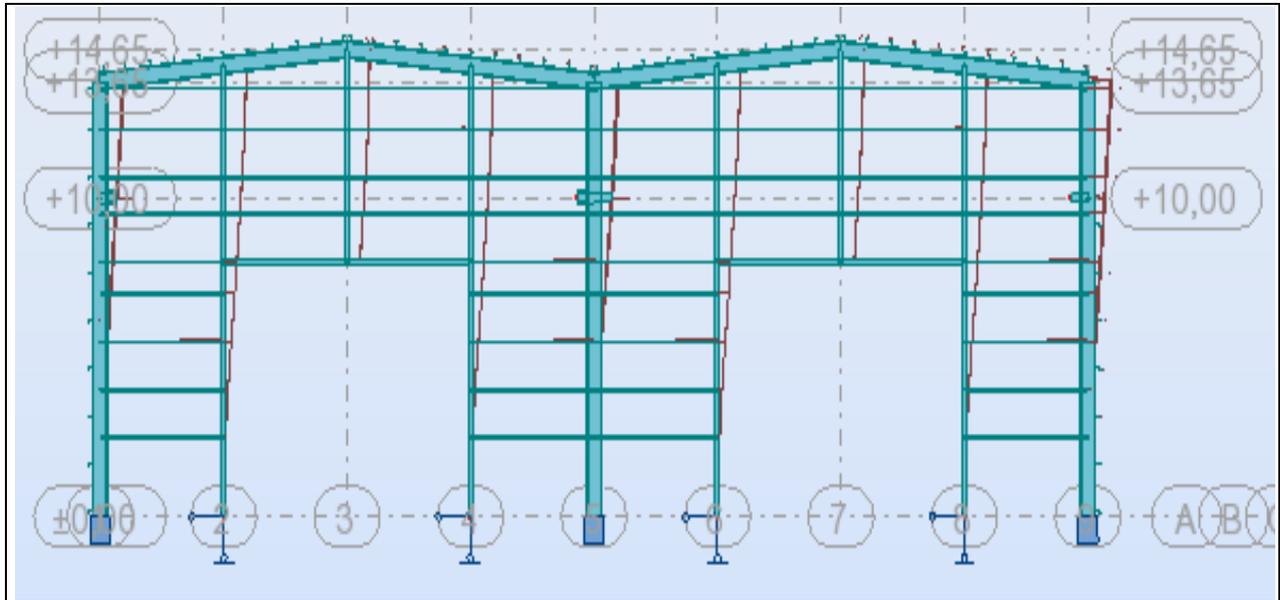


Figure 7.2. Mode de déformation (1)

- **Mode 2 :**

Rotation au tour de $z-z'$, la période $T = 0.58s$

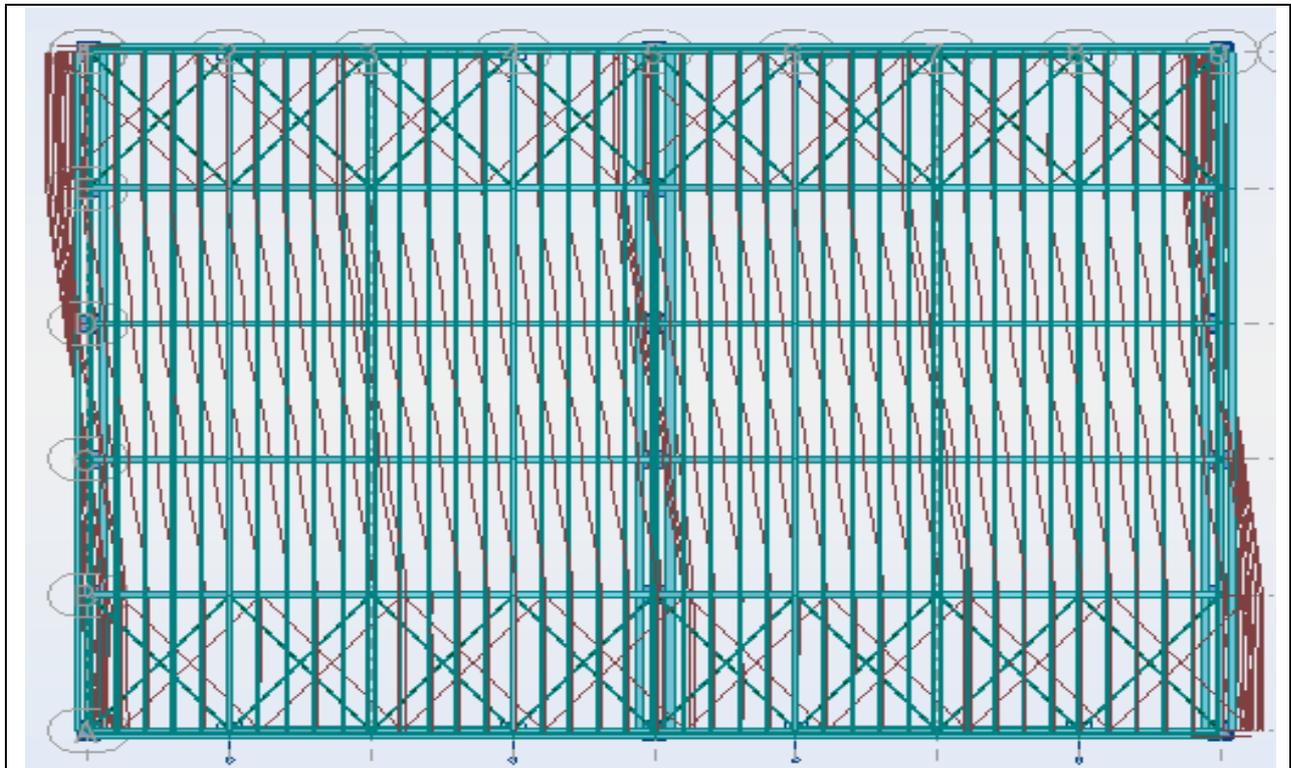


Figure 7.3. Mode de déformation (2)

- **Mode 3 :**

Translation suivant $y-y'$, la période $T = 0.44s$, taux de participation de la masse 61.82%

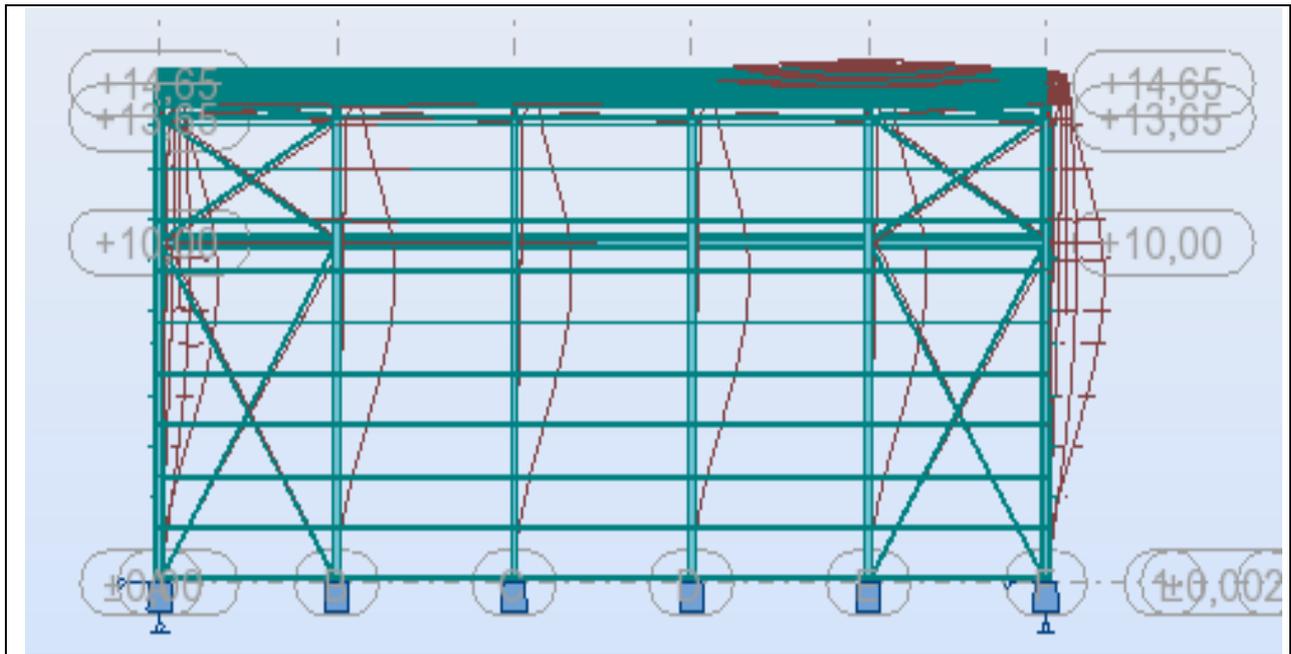


Figure 7.4. Mode de déformation (3)

d)- Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

d.1)- Les combinaisons de calcul :

Notation :

- G : Poids propre.
- Q : Charge d'entretien.
- S : Action de la neige.
- W : Action du vent.

W1 : Vent dans le sens V1

W2 : Vent dans le sens V2

- E : Action sismique.

Ex : suivant l'axe $x-x'$

Ey : suivant l'axe $y-y'$

- P : Action de pont roulant.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau 7.4 avec :

$\Psi_0 = 0.67$ Dans le cas des charges climatiques

$\Psi_0 = 0.87$ Dans le cas de la charge de pont roulant

Tableau7.4. Combinaisons de calcul

Combinaison à l'ELU	Combinaison à l'ELS	Combinaison Accidentelle
1.35G + 1.5Q	G + Q	0.8G + Ex
1.35G + 1.5S	G + S	0.8G – Ex
1.35G + 1.5P	G + P	0.8G + Ey
G + 1.5W1	G + W1	0.8G – Ey
G + 1.5W2	G + W2	G + Q + Ex
1.35G + 1.5S + 1.5ψ ₀ P	G + S + ψ ₀ P	G + Q + Ey
1.35G + 1.5P + 1.5ψ ₀ S	G + P + ψ ₀ S	
1.35G + 1.5P + 1.5ψ ₀ W1	G + P + ψ ₀ W1	
1.35G + 1.5P + 1.5ψ ₀ W2	G + P + ψ ₀ W2	
1.35G + 1.5P + 1.5ψ ₀ W1 + 1.5 ψ ₀ S	G + P + ψ ₀ W1 + ψ ₀ S	
1.35G + 1.5P + 1.5ψ ₀ W2 + 1.5 ψ ₀ S	G + P + ψ ₀ W2 + ψ ₀ S	

d.2)- Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau7.5. Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	V statique (KN)	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)	observation
Sens x-x'	210.18	168.14	184.27	Vérifiée
Sens y-y'	210.18	168.14	170.38	Vérifiée

e)- Vérification des déplacements :**e.1)- situation durable :**

Les déplacements sont limités à

➤ Déplacement horizontal :

$$\frac{h}{150} = \frac{1365}{150} = 9.1 \text{ cm} \quad \text{sans charge de vent}$$

$$\frac{h}{125} = \frac{1365}{125} = 10.92 \text{ cm} \quad \text{avec charge de vent}$$

[Art 4. 2. 2(I) – EC3]

Avec h est hauteur du poteau

➤ Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} = \frac{1005}{200} = 5.03 \text{ cm} \quad \text{avec L est la longueur de la traverse}$$

[Tableau4. 1 – EC3]

Δ : Déplacement (cm)

Δ_{Adm} : Déplacement admissible (cm)

Tableau7.6. Déplacement maximal en situation durable

	Sans charge de vent			Avec charge de vent		
	combinaison	Δ	Δ_{Adm}	Combinaison	Δ	Δ_{Adm}
Suivant X	1.35G + 1.5P+ S	1.5	9.1	G + 1.5W1	2.7	10.92
Suivant Y	1.35G + 1.5P	0.4	9.1	G + 1.5W2	5.7	10.92
Suivant Z	1.35G + 1.5P	0.1	5.03	G+1.5W2	2.7	5.03

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles, donc les déplacements sont vérifiés.

e.2)- situation accidentelle :

Le RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau7.7. Déplacement relatif des niveaux

	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Toiture h = 14.65 m	3.1	2.3	12.4	9.2

$$\frac{h}{100} = \frac{1465}{100} = 14.65 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 14.65 cm, donc ils sont vérifiés.

f)- Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

- Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens x-x' :

Tableau7.8. Effet $P - \Delta$ suivant x-x'

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	θ_k
14.65	12.4	1788.17	210.18	14.65	8.46×10^{-3}	0.07

$\theta_k = 0.07 < 0.1$ Donc les effets $P - \Delta$ peuvent être négligés.

Sens y-y' :

Tableau7.9. Effet $P - \Delta$ suivant y-y'

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	θ_k
14.65	9.2	1788.17	210.18	14.65	6.28×10^{-3}	0.05

$\theta_k = 0.05 < 0.1$ Donc les effets $P - \Delta$ peuvent être négligés.

7.3. Vérification des éléments :

La vérification des différents éléments structuraux de la structure est faite selon le règlement "EC03" à l'aide du logiciel ROBOT qui détermine les efforts internes pour chaque cas de charge puis on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

7.3.1. Vérification des traverses :

La traverse la plus sollicitée (N°26 sous G+1.5W2) est illustré dans la figure suivant :

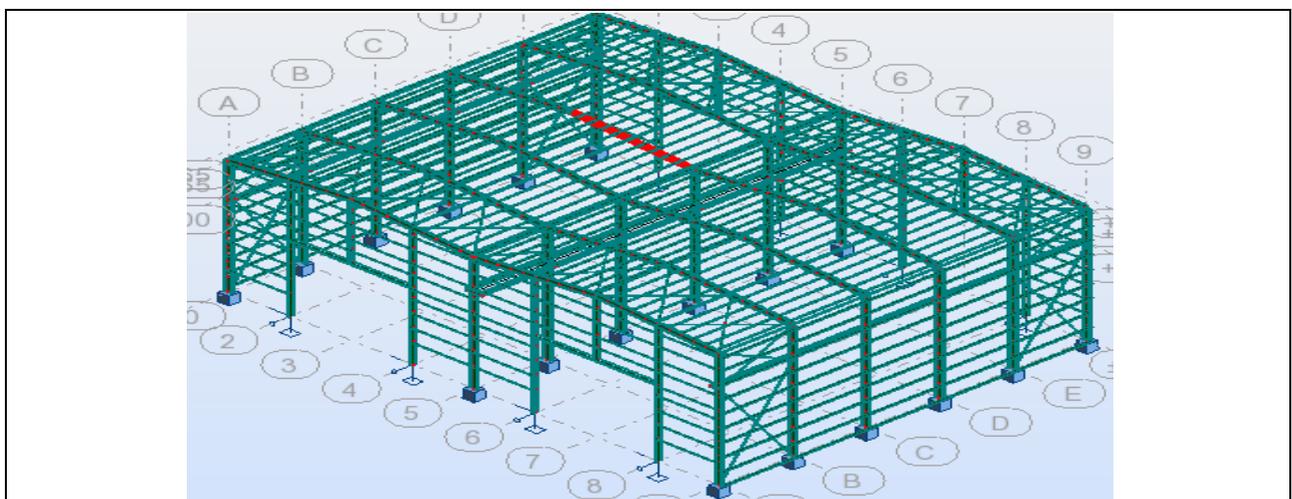


Figure 7.5. La traverse la plus sollicitée

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel robot sont :

$$N_{sd} = -47.71 \text{ KN (Correspondant)}$$

$$V_{sd} = 80.07 \text{ KN (Correspondant)}$$

$$M_{sd} = 268.70 \text{ KN.m (Max)}$$

Tableau7.10. Les caractéristiques de profilé IPE550

	b (mm)	h (mm)	d (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	r (mm)
IPE550	200	550	467.6	17.2	11.1	24
	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	
	134.4	67116.5	2666.49	2787	400.5	

7.3.1.1. Détermination de la classe de la section transversale :

→La classe de l'âme en flexion composée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{avec} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{47.71}{1.11 \times 23.5} = 1.83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0.52 \leq 1$$

On à :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{46.76}{1.11} = 42.13 \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = 68.75$$

Donc l'âme est de classe I

→La classe de la semelle en compression :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} = 5.81 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe I

Finalement le profilé est de classe I

7.3.1.2. Vérification de la résistance de la section transversale :

a)- Vérification de l'effort tranchant :

La vérification à faire est comme suit :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{ply.rd}$$

Avec :

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{72.3(23.5/\sqrt{3})}{1.0} = 980.95 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 80.07 \text{ KN} \leq 0.5V_{ply.rd} = 0.5 \times 980.95 = 490.48 \text{ KN}$$

Vérifiée

b)- Vérification de l'effort normale :

La vérification à faire est comme suit :

$$N_{sd} < \min \left(0.25N_{ply.rd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

Avec :

$$N_{ply.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 3158.4 \text{ KN} \Rightarrow 0.25N_{ply.rd} = 789.6 \text{ KN}$$

$$A_w = A - (2 \times b \times t_f) = 65.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 770.8 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 47.71 \text{ KN} < \min(789.6 ; 770.8) = 770.8 \text{ KN}$$

Vérifiée

c)- Vérification de moment fléchissant :

La vérification à faire est comme suit :

$$M_{sd} \leq M_{ply.rd}$$

Avec :

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 654.95 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 268.70 \text{ KN.m} \leq M_{ply.rd} = 654.95 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

7.3.1.3. Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité :

a)- Vérification au flambement :

La vérification à faire est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply.rd}} + \frac{K_y \times M_{sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

a.1)- les longueurs de flambement :

Autour de l'axe fort y-y' (dans le plan de l'âme) : la traverse risque de flamber sur toute sa longueur, donc la longueur de flambement $l_{ky} = 10.05 \text{ m}$

Autour de l'axe faible z-z' (dans le plan perpendiculaire de l'âme) : la traverse est empêchée de flamber sur toute sa longueur par les pannes, donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1 \text{ m}$

a.2)- calcul des élancements réduits et le coefficient de réduction χ_{min} :

Pour l'IPE550, les rayons de giration sont : $i_y = 22.35 \text{ cm}$ $i_z = 4.45 \text{ cm}$

$$\begin{cases} \lambda_y = L_{ky}/i_y = 44.97 \\ \lambda_z = L_{kz}/i_z = 22.47 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0.48 \\ \bar{\lambda}_z = 0.24 \end{cases}$$

Détermination de la courbe de flambement de profilé :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 2.75 > 1.2 \\ t_f = 17.2 < 40 \end{cases}$$

Donc :

Flambement / y'y : courbe (a) et $\bar{\lambda}_y = 0.48 \Rightarrow \chi_y = 0.93$

Flambement / z'z : courbe (b) et $\bar{\lambda}_z = 0.24 \Rightarrow \chi_z = 0.99$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = (0.93 ; 0.99) = 0.93$$

a.3)- Calcul de coefficient K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} - 1 \quad \text{Mais } \mu_y \leq 0.9$$

β_{Mz} : Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{My} = 1.8 - 0.7\Psi$

Avec :

$$\Psi = -\frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{-132.59}{268.70} = 0.49 \Rightarrow \beta_{My} = 1.45$$

$$\mu_y = -0.386 < 0.9 \Rightarrow K_y = 0.99 \leq 1.5$$

Application de la vérification :

$$\frac{47.71}{0.93 \times 3158.4} + \frac{0.99 \times 268.70}{654.95} = 0.63 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

b)- Vérification au déversement :

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

$$C_1 = 1.132 \quad \lambda_1 = 93.9\varepsilon$$

$\beta_w = 1$ pour les section de classe I

$$\lambda_{LT} = \frac{100/4.45}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{100/4.45}{55/1.72} \right)^2 \right]^{0.25}} = 20.99 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{20.99}{93.9} \right) \sqrt{1} = 0.22$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.22 < 0.4$ Donc il n'y pas de risque de déversement

Tableau7.11. Vérification de (IPE550) avec logiciel Robot

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
26 Traverse_26	☑ IPE 550	ACIER E24	22.49	112.80	0.63	20 G+1.5W2

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE550** est convient comme traverse pour la structure.

7.3.2. Vérification des poteaux :

Le poteau le plus sollicité (N°8 sous G+1.5W1) est illustré dans la figure suivante :

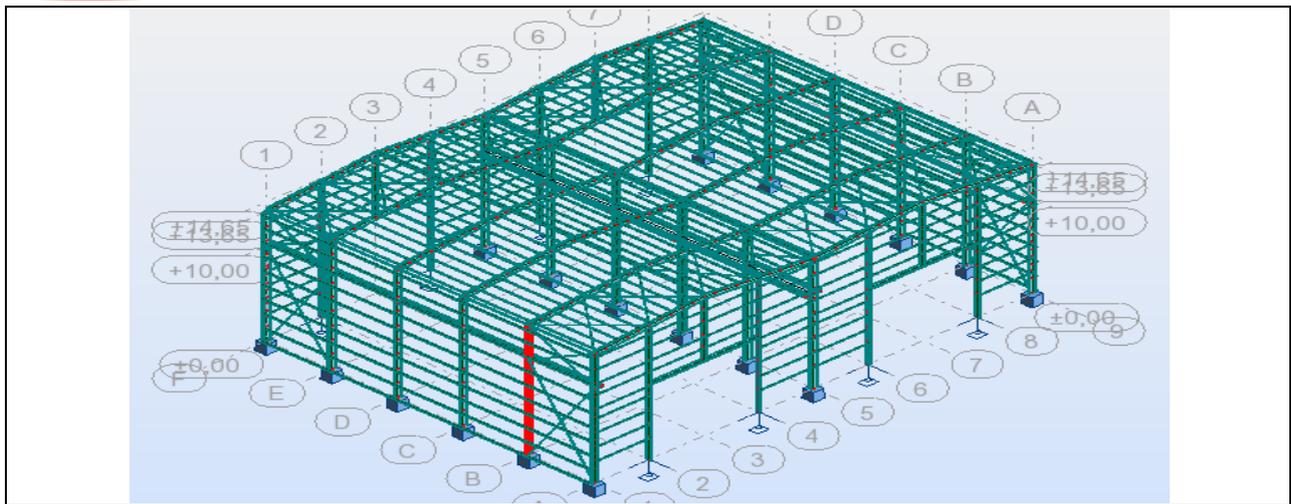


Figure 7.6. Le poteau le plus sollicité

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel robot sont :

$$N_{sd} = 52.98 \text{ KN (Correspondant)}$$

$$V_{sd} = 80.06 \text{ KN(Correspondant)}$$

$$M_{sd} = -262.64 \text{ KN.m (Max)}$$

Tableau7.12. Les caractéristiques de profilé IPE600

	b (mm)	h (mm)	d (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	r (mm)
IPE600	220	600	514	19	12	24
	A (cm ²)		I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)
	156		92083.5	3385.78	3512.4	485.6

7.3.2.1. Détermination de la classe de la section transversale :

→La classe de l'âme en flexion composée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{avec} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{52.98}{1.2 \times 23.5} = 1.88 \text{ cm}$$

Donc : $\alpha = 0.52 \leq 1$

On à :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{51.4}{1.2} = 42.83 \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1} = 68.75$$

Donc l'âme est de classe I

→La classe de la semelle en compression :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} = 5.79 \leq 10\epsilon$$

Donc la semelle est de classe I

Finalement le profilé est de classe I

7.3.2.2. Vérification de la résistance de la section transversale :

a)- Vérification de l'effort tranchant :

La vérification à faire est comme suit :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{ply.rd}$$

Avec :

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{83.8(23.5/\sqrt{3})}{1.0} = 1136.98 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 80.06 \text{ KN} \leq 0.5V_{ply.rd} = 0.5 \times 1136.98 = 568.49 \text{ KN}$$

Vérifiée

b)- Vérification de l'effort normale :

La vérification à faire est comme suit :

$$N_{sd} < \min\left(0.25N_{ply.rd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}}\right)$$

Avec :

$$N_{ply.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 3666 \text{ KN} \Rightarrow 0.25N_{ply.rd} = 916.5 \text{ KN}$$

$$A_w = A - (2 \times b \times t_f) = 72.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 850.7 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 52.98 \text{ KN} < \min(916.5 ; 850.7) = 850.7 \text{ KN}$$

Vérifiée

c)- Vérification de moment fléchissant :

La vérification à faire est comme suit :

$$M_{sd} \leq M_{ply.rd}$$

Avec :

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 825.41 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 262.64 \text{ KN.m} \leq M_{ply.rd} = 825.41 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

7.3.2.3. Vérification de la résistance au phénomène d'instabilité :

a)- Vérification au flambement :

La vérification à faire est comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply.rd}} + \frac{K_y \times M_{sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

a.1)- les longueurs de flambement :

Autour de l'axe fort y-y' (dans le plan de l'âme) : le poteau risque de flamber sur toute sa longueur, donc la longueur de flambement $l_{ky} = 13.65 \text{ m}$

Autour de l'axe faible z-z' (dans le plan perpendiculaire de l'âme) : le poteau est empêché de flamber sur toute sa longueur par les lisses de bardages, donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1.5 \text{ m}$

a.2)- calcul des élancements réduits et le coefficient de réduction χ_{min} :

Pour l'IPE600, les rayons de giration sont : $i_y = 24.30 \text{ cm}$ $i_z = 4.66 \text{ cm}$

$$\begin{cases} \lambda_y = L_{ky}/i_y = 56.17 \\ \lambda_z = L_{kz}/i_z = 32.19 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0.60 \\ \bar{\lambda}_z = 0.34 \end{cases}$$

Détermination de la courbe de flambement de profilé :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 2.73 > 1.2 \\ t_f = 19 < 40 \end{cases}$$

Donc :

Flambement / y'y : courbe (a) et $\bar{\lambda}_y = 0.60 \Rightarrow \chi_y = 0.89$

Flambement / z'z : courbe (b) et $\bar{\lambda}_z = 0.34 \Rightarrow \chi_z = 0.95$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = (0.89 ; 0.95) = 0.89$$

a.3)- Calcul de coefficient K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} - 1 \quad \text{Mais } \mu_y \leq 0.9$$

β_{Mz} : Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{My} = 1.8 - 0.7\Psi$

Avec :

$$\Psi = -\frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{8.14}{-262.64} = 0.03 \Rightarrow \beta_{My} = 1.78$$

$$\mu_y = -0.119 < 0.9 \Rightarrow K_y = 0.99 \leq 1.5$$

Application de la vérification :

$$\frac{52.98}{0.89 \times 3666} + \frac{0.99 \times 262.64}{825.41} = 0.33 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

b)- Vérification au déversement :

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

$$C_1 = 1.132 \quad \lambda_1 = 93.9\epsilon$$

$\beta_w = 1$ pour les section de classe I

$$\lambda_{LT} = \frac{150/4.66}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/4.66}{60/19} \right)^2 \right]^{0.25}} = 19.18 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{19.18}{93.9} \right) \sqrt{1} = 0.20$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.20 < 0.4$ Donc il n'y pas de risque de déversement

Tableau7.13. Vérification de (IPE600) avec logiciel Robot

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
8 Poteau axe1_8	OK IPE 600	ACIER E24	28.09	146.46	0.80	19 G+1.5W1

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE600** est convient comme poteau pour la structure.

7.3.3. Vérification des diagonales de la poutre au vent :

La diagonale la plus sollicitée (N°261 sous G+1.5W2) est illustrée dans la figure suivante :

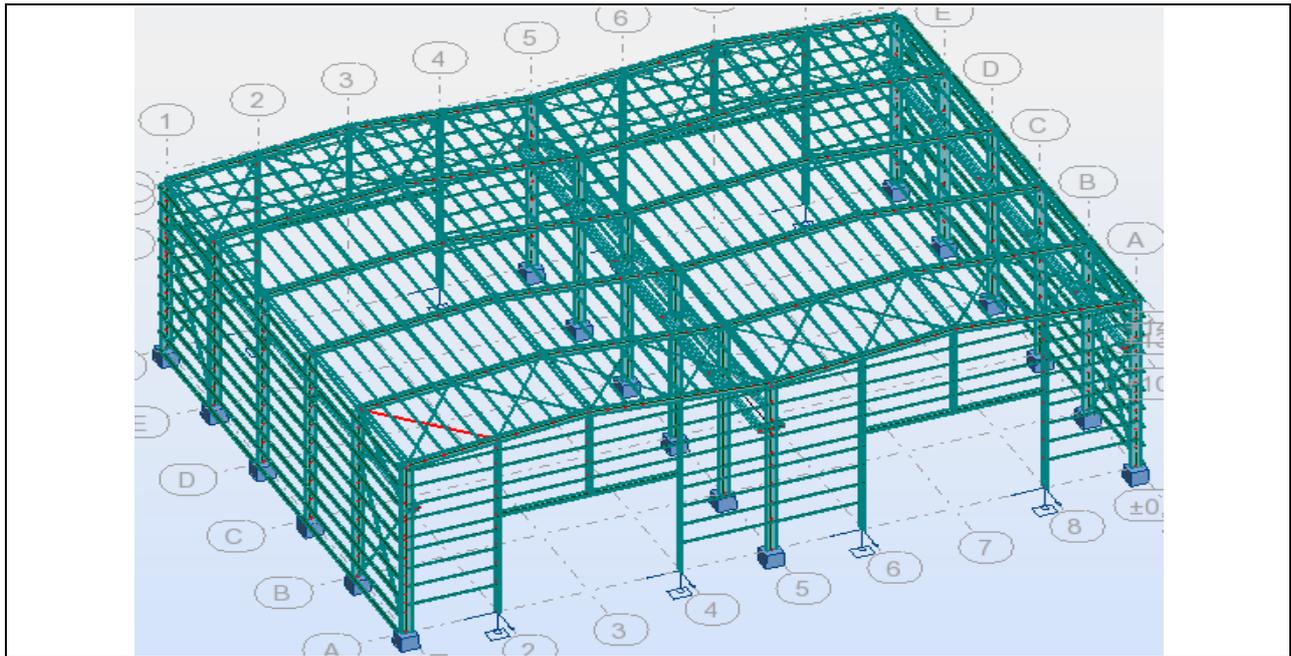


Figure 7.7. La diagonale de la poutre au vent la plus sollicité

L’effort normal sollicitant le plus défavorable calculé par le logiciel robot est $N = 129.59 \text{ KN}$
 D’après [Art 8.4.3 – RPA99v2003] toutes les barre des palées triangulées doivent être calculées pour résister à 1.25 fois la force déterminée par la méthode numérique

Donc : $N_{sd} = 129.59 \times 1.25 = 161.99 \text{ KN}$

7.3.3.1. Vérification à la traction :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$A = 12.27 \text{ cm}^2$

Donc :

$N_{sd} = 161.99 \text{ KN} \leq N_{rd} = 288.35 \text{ KN}$

vérifiée

Tableau7.14. Vérification de(CAE80X8) avec logiciel Robot

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
261	OK CAE 80x8	ACIER E24	80.63	80.63	0.73	20 G+1.5W2

Conclusion :

Le profilé choisi **CAE(80 × 80 × 8)** est convient comme diagonale de la poutre au vent pour la structure.

7.3.4. Vérification des diagonales de la palée de stabilité :

La diagonale la plus sollicitée (N°308 sous G+1.5W2) est illustrée dans la figure suivante :

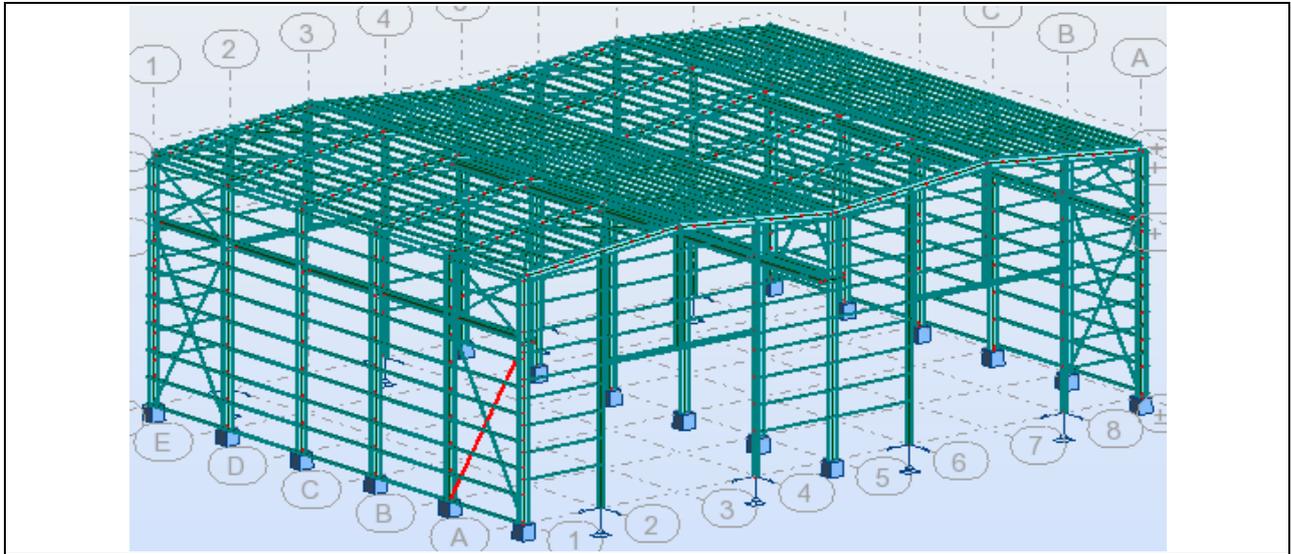


Figure 7.8. La diagonale de la palée de stabilité la plus sollicité

L'effort normal sollicitant le plus défavorable calculé par le logiciel robot est $N = 100.01 \text{ KN}$

$$N_{sd} = 100.01 \times 1.25 = 125.01 \text{ KN}$$

7.3.3.1. Vérification à la traction :

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A = 24.45 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$N_{sd} = 125.01 \text{ KN} \leq N_{rd} = 574.58 \text{ KN}$$

vérifiée

Tableau7.15. Vérification de (2CAE80X8) avec logiciel Robot

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
308	OK 2 CAE 80x8	ACIER E24	120.15	87.92	0.43	20 G+1.5W2

Conclusion :

Le profilé choisi **2CAE × (80 × 80 × 8)** est convient comme diagonale de la palée de stabilité pour la structure.

Chapitre 8

calcul des assemblages

8.1. Introduction	121
8.2. Assemblage de contreventement horizontal	121
8.2.1. Liaison diagonale-traverse	121
8.2.2. Liaison deux diagonales-traverse	123
8.2.3. Liaison de la croix de Saint-André	124
8.3. Assemblage de contreventement vertical	124
8.3.1. Liaison diagonale-poteau	124
8.3.2. Liaison de la croix de Saint-André	126
8.4. Assemblage poutre-poutre (chemin de roulement)	127
8.4.1. Liaison poutre-poutre pour le pont roulant 1	127
8.4.2. Liaison poutre-poutre pour le pont roulant 2	128
8.5. Assemblage poteau-poutre sablière	130
8.5.1. Liaison platine-poteau	130
8.5.2. Assemblage platine-poutre sablière	131
8.6. Assemblage poteau-corbeau	132
8.6.1. Assemblage poteau-corbeau de la poutre de roulement 1	132
8.6.2. Assemblage poteau-corbeau de la poutre de roulement 2	133
8.7. Assemblage poteau-traverse	135
8.7.1. Détermination des efforts dans les boulons	135
8.7.2. Pré dimensionnement des boulons	136
8.7.3. Vérification de la disposition géométrique	136
8.7.4. Assemblage platine traverse	136
8.8. Assemblage traverse-traverse (la clé de faîtage)	137
8.8.1. La disposition constructive des boulons	137
8.8.2. Détermination des efforts dans les boulons	138
8.9. Assemblage poteau-poteau	139
8.10. Assemblage des pieds de poteaux et pieds de potelets	139
8.10.1. Calcul des pieds de poteaux encastres	139
8.10.2. Calcul des pieds de potelets articulés	144

Calcul des assemblages

8.1. Introduction :

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales des éléments utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- ✓ Le boulonnage
- ✓ Le soudage

Les liaisons entre les différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. Pour cela, dans ce chapitre en va s'intéresser au dimensionnement des différents assemblages des éléments de la structure.

8.2. Assemblage de contreventement horizontal :

8.2.1. Liaison diagonale-traverse :

➤ Détermination de nombre de boulon :

La détermination de nombre de boulons précontrainte M22 de classe 10.9 se fait par la vérification de la condition de résistance au glissement suivant :

$$F_{Vsd} \leq F_{SRd} \quad \text{avec} \quad F_{Vsd} = \frac{N_{tsd}}{n \cdot P}$$

$$F_{SRd} = K_s \times P \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

L'effort sollicitant de traction maximal dans la diagonale est :

$$N_{tsd} = 250,87 \text{ KN} \quad (\text{Chapitre 4})$$

Où :

$$\gamma_{ms} = 1.25 \text{ (cisaillement)}$$

n: Nombre de boulon

$$K_s = 1 \text{ (Des trous nominaux)}$$

$$\mu = 0.3 \text{ (Surface brossée)}$$

$$P = 1 \text{ (Nombre de plans de contact)}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot F_{ub} \text{ (Force de serrage) avec :}$$

$$F_{ub} = 100 \cdot x = 1000 \text{ Mpa (Contrainte limite de rupture)}$$

$$A_s = 3.03 \text{ cm}^2 \text{ (Boulon M22)}$$

$$\Rightarrow F_p = 0.7 \times 3.03 \times 100 = 212.9 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{212.9}{1.25} = 50.90 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{VSd} = \frac{N_{tsd}}{n \cdot P} \Rightarrow n \geq \frac{N_{tsd}}{F_{SRd} \cdot P} = 4.93 \Rightarrow n = 5 \text{ boulons}$$

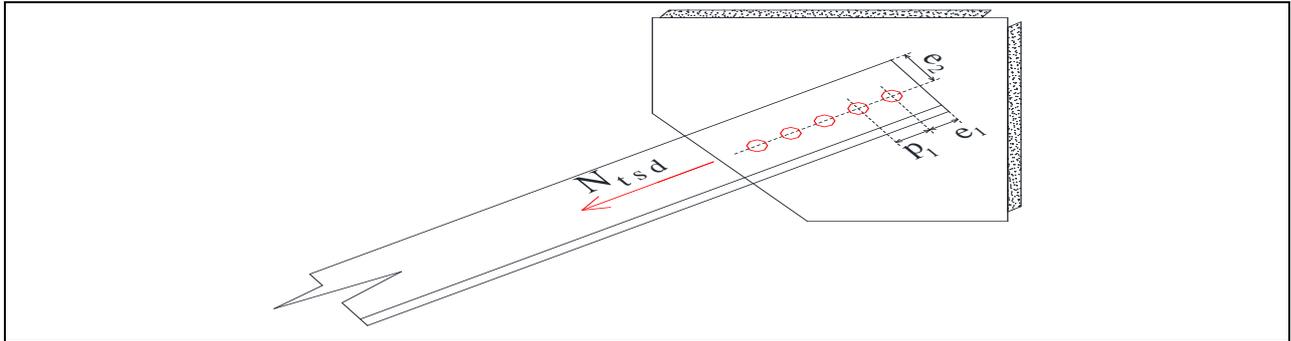


Figure 8.1. Assemblage gousset diagonale (poutre au vent)

➤ **Vérification vis-à-vis de poinçonnement lors de serrage :**

On doit vérifier que :

$$F_p \leq B_{PRd}$$

Avec :

$$F_p = 212.9 \text{ KN}$$

$$B_{PRd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$d_m = 3.45 \text{ cm}$$

$$t_p = 0.8 + t_{\text{gousset}}$$

$$F_p \leq 0.6 \times \pi \times 3.45 \times (0.8 + t_{\text{gousset}}) \times \frac{36}{1.25} \Rightarrow t_{\text{gousset}} \geq 0.337 \text{ cm}$$

On prend : $t_{\text{gousset}} = 8 \text{ mm}$

➤ **La disposition géométrique :**

On a :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \inf(12t, 150 \text{ mm})$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \inf(14t, 200 \text{ mm})$$

On a opté sur un gousset de 8 mm, et des boulons M22 avec $d_0 = 24 \text{ mm}$

$$12t = 96 \text{ mm} \quad ; \quad 14t = 112 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 = 28.8 \text{ mm} \quad ; \quad 2.2d_0 = 52.8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} e_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \\ p_1 = 80 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Cordon de soudure (gousset traverse-poutre sablière) :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, qui est donnée par la condition suivante:

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

Avec :

$$\begin{cases} a_{\min} = 3 \text{ mm} \\ a_{\max} = 0.5t \text{ avec "t" est la plus petite épaisseur de tôle à souder} \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 8 = 4 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit : **a = 4 mm** gorge de cordon de soudure

La longueur de cordon de soudure est donnée par la formule suivant :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

Avec :

$$N = \frac{N_{tsd}}{2} = 125.44 \text{ KN}$$

Pour un acier de nuance S235 on a :

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

$$\beta_w = 0.8$$

Donc :

$$L \geq \frac{125.44 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 15.09 \text{ cm}$$

On prend **L = 16 cm**

8.2.2. Liaison deux diagonales-traverse :

Puis que on a le même effort, alors le nombre et le diamètre des boulons est (5 boulons de M22 pour chaque diagonale), on va déterminer seulement la longueur de cordon de soudure.

La longueur de cordon de soudure est donnée par la formule suivant :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

Avec :

$$N = N_{tsd} = 250.87 \text{ KN}$$

Donc :

$$L \geq \frac{250.87 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 30.17 \text{ cm}$$

On prend **L = 31 cm**

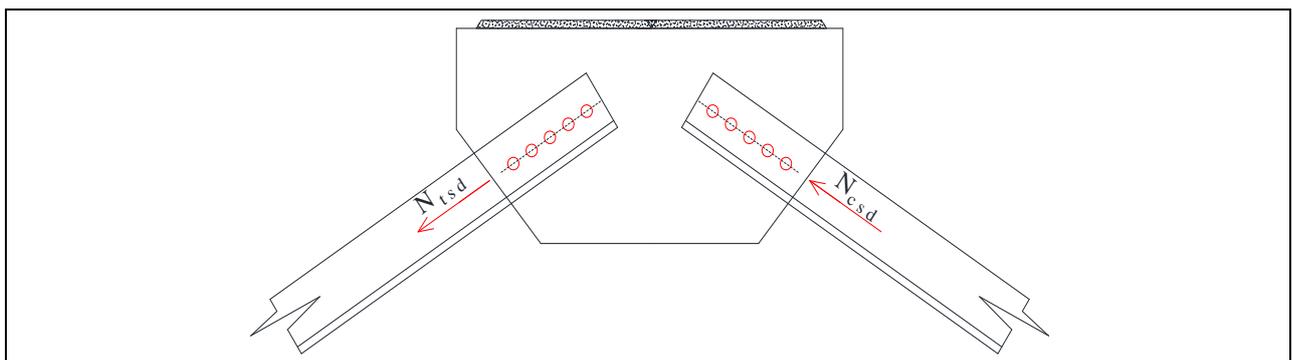


Figure8.2. Assemblage gousset diagonale et traverse

8.2.3. Liaison de la croix de Saint-André :

Puis que on a le même effort, alors le nombre et le diamètre des boulons est (5 boulons de M22 pour chaque diagonale), on va déterminer seulement l'épaisseur de gousset par la vérification vis-à-vis du poinçonnement lors de serrage :

$$F_p \leq B_{PRd}$$

Avec :

$$F_p = 212.9 \text{ KN}$$

$$B_{PRd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$d_m = 3.45 \text{ cm}$$

$$t_p = 0.8 + t_{\text{gousset}}$$

$$F_p \leq 0.6 \times \pi \times 3.45 \times (0.8 + t_{\text{gousset}}) \times \frac{36}{1.25} \Rightarrow t_{\text{gousset}} \geq 0.337 \text{ cm}$$

On prend : $t_{\text{gousset}} = 8 \text{ mm}$

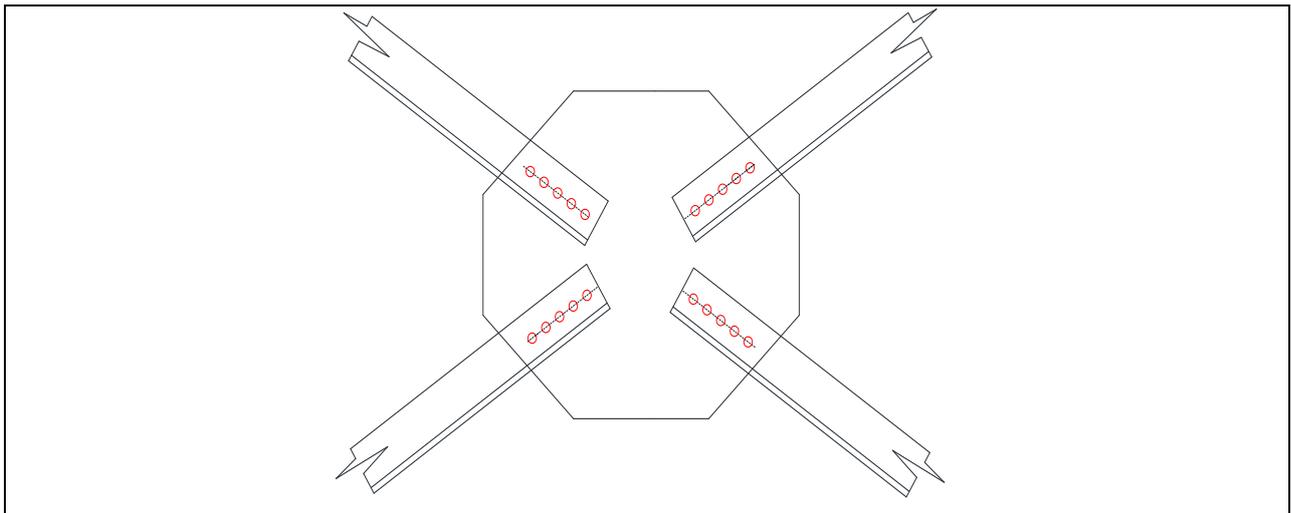


Figure 8.3. Assemblage de la croix de Saint-André (poutre au vent)

8.3. Assemblage de contreventement vertical :

8.3.1. Liaison diagonale-poteau :

➤ Détermination de nombre de boulon :

La détermination de nombre de boulons précontrainte M22 de classe 10.9 se fait par la vérification de la condition de résistance au glissement suivant :

$$F_{Vsd} \leq F_{SRd} \quad \text{avec} \quad F_{Vsd} = \frac{N_{tsd}}{n \cdot P}$$

$$F_{SRd} = K_s \times P \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{mb}}$$

L'effort sollicitant de traction maximal dans la diagonale est :

$$N_{tsd} = 510.89 \text{ KN} \quad (\text{Chapitre 4})$$

$P = 2$ (Nombre de plans de contact)

$$\Rightarrow F_p = 0.7 \times 3.03 \times 100 = 212.9 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = 1 \times 2 \times 0.3 \times \frac{212.9}{1.25} = 102.19 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{VSd} = \frac{N_{tsd}}{n \cdot P} \Rightarrow n \geq \frac{N_{tsd}}{F_{SRd} \cdot P} = 2.50 \Rightarrow \mathbf{n = 3 \text{ boulons}}$$

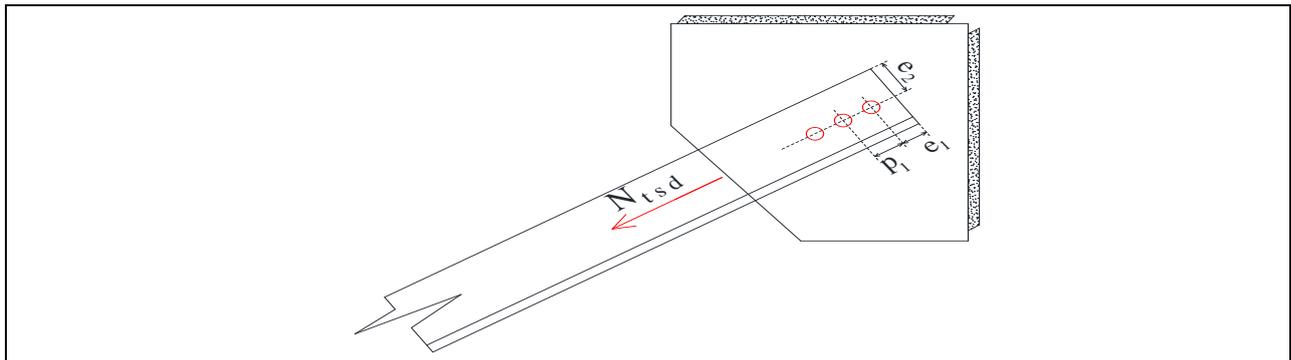


Figure 8.4. Assemblage gousset diagonale (palée de stabilité)

➤ **Vérification vis-à-vis de poinçonnement lors de serrage :**

On doit vérifier que :

$$F_p \leq B_{PRd}$$

Avec :

$$F_p = 212.9 \text{ KN}$$

$$B_{PRd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$d_m = 3.45 \text{ cm}$$

$$t_p = (t_{corniere} \times 2) + t_{gousset} = 2.4 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad t_{corniere} = t_{gousset} = 0.8 \text{ cm}$$

$$F_p \leq 0.6 \times \pi \times 3.45 \times 2.4 \times \frac{36}{1.25} = 449.5 \text{ KN}$$

vérifiée

Donc, pas de risque de poinçonnement lors de serrage

➤ **La disposition géométrique :**

On a la même épaisseur pour les goussets de la poutre au vent et la palée de stabilité donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} e_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 40 \text{ mm} \\ P_1 = 80 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Dimensionnement de cordon de soudure :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

Avec :

$$\begin{cases} a_{\min} = 3 \text{ mm} \\ a_{\max} = 0.5t \text{ avec "t" est la plus petite épaisseur de tôle à souder} \end{cases}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 8 = 4 \text{ mm}$$

Soit : **a = 4 mm** gorge de cordon de soudure

La longueur de cordon de soudure est donnée par la formule suivant :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

Avec :

$$N = \frac{N_{tsd}}{2} = 255.45 \text{ KN}$$

Donc :

$$L \geq \frac{255.45 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 30.73 \text{ cm}$$

On prend **L = 31 cm**

8.3.2. Liaison de la croix de Saint-André :

Puis que on a le même effort, alors le nombre et le diamètre des boulons est (3 boulons de M22 pour chaque diagonale), on va déterminer seulement l'épaisseur de gousset par la vérification vis-à-vis du poinçonnement lors de serrage :

$$F_p \leq B_{PRd}$$

Avec :

$$F_p = 212.9 \text{ KN}$$

$$B_{PRd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$d_m = 3.45 \text{ cm}$$

$$t_p = 0.8 + t_{\text{gousset}}$$

$$F_p \leq 0.6 \times \pi \times 3.45 \times (0.8 + t_{\text{gousset}}) \times \frac{36}{1.25} \Rightarrow t_{\text{gousset}} \geq 0.337 \text{ cm}$$

On prend : **t_{gousset} = 8 mm**

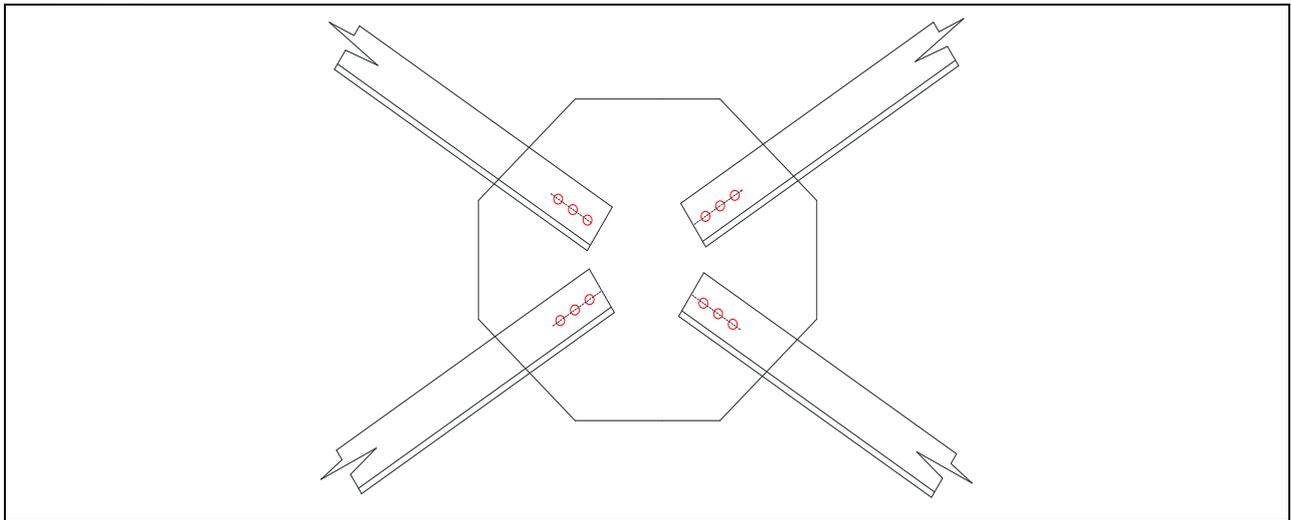


Figure 8.5. Assemblage de la croix de Saint-André (palée de stabilité)

8.4. Assemblage poutre-poutre (chemin de roulement) :

Dans cet assemblage, le mode de transmission de l'effort tranchant est d'une poutre à l'autre par cisaillement du couvre-joint, donc l'effort sollicitant est l'effort longitudinal de freinage du pont roulant. On estime que la liaison est assurée par deux boulons de classe 4.6 dans chaque poutre. Et pour l'assemblage de pose sur le corbeau on utilise quatre boulons de même classe et diamètre juste pour assurer la fixation.

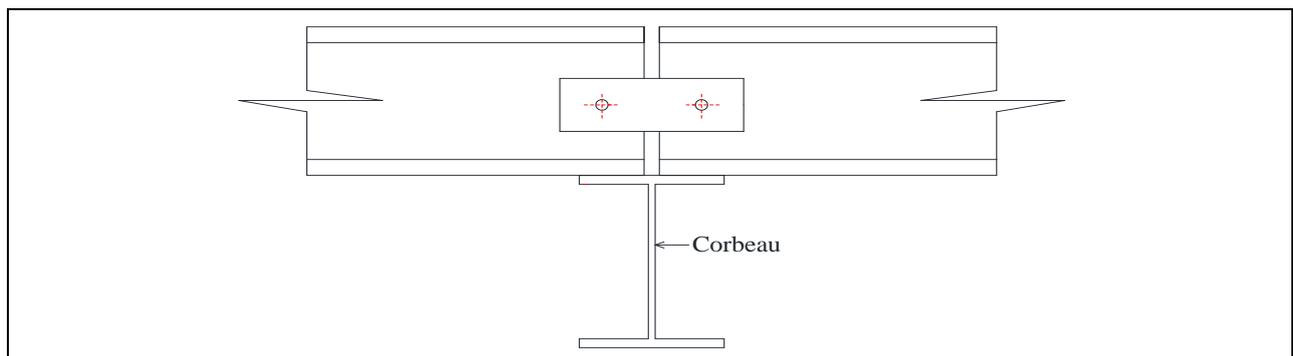


Figure 8.6. Assemblage poutre-poutre

8.4.1. Liaison poutre-poutre pour le pont roulant 1:

➤ Détermination de la section des boulons :

On a:

$$H_L = N_{tsd} = 4.16 \text{ KN}$$

La condition à appliquer est la suivante :

$$F_{VSd} \leq F_{VRd}$$

L'ELU :

$$F_{VSd} = 1.5 \times \frac{N_{tsd}}{1 \times 2} = 3.12 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot F_{ub} \quad \text{avec } F_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

Donc :

$$F_{VRd} = 0.6 \cdot A_s \cdot \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \cdot A_s \cdot \frac{40}{1.25}$$

$$19.2. A_S \geq F_{Vsd} \Rightarrow A_S \geq \frac{F_{Vsd}}{19.2} \Rightarrow A_S = 0.1625 \text{ cm}^2 = 16.25 \text{ mm}^2$$

On prend des boulons de **M8** avec **$A_S = 36.6 \text{ mm}^2$**

➤ **Disposition géométrique de l'assemblage :**

On utilise une tôle de 8 mm.

Des boulons M8

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{F_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

Donc on peut calculer e_1 ; p_1

$$\frac{e_1}{3d_0} \geq 1 \Rightarrow e_1 \geq 3d_0 \Rightarrow e_1 \geq 2.7 \text{ cm}$$

On prend $e_1 = 30 \text{ mm}$

$$\frac{p_1}{3d_0} - 0.25 \geq 1 \Rightarrow p_1 \geq 1.25 \times 3d_0 \Rightarrow p_1 \geq 3.38 \text{ cm}$$

On prend $p_1 = 40 \text{ mm}$

$$\alpha = \text{Min}(1.11; 0.23; 1.11; 1)$$

$$\alpha = 0.23$$

➤ **Vérification de la pression diamétrale :**

✓ **Vérification du couvre-joint :**

La condition à vérifier est la suivant :

$$F_b \leq F_{brd}$$

$$F_{b.couvre-joint} = \frac{F_{tsd}}{2} = 2.08 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t_p}{\gamma_{mb}} = 2.5 \times 0.23 \times 360 \times 10^3 \times 8 \times 10^{-3} \times \frac{8 \times 10^{-3}}{1.25} = 10.6 \text{ KN}$$

Alors :

$$F_{b.couvre-joint} = 2.08 \text{ KN} < F_{brd} = 10.6 \text{ KN}$$

vérifiée

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale au niveau du couvre-joint

✓ **Vérification de l'âme de la poutre de roulement :**

La même vérification, donc on aura :

$$F_{b.âme} = F_{tsd} = 4.16 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 16.56 \text{ KN}$$

Alors :

$$F_{b.âme} = 4.16 \text{ KN} < F_{brd} = 16.56 \text{ KN}$$

vérifiée

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale au niveau de l'âme.

8.4.2. Liaison poutre-poutre pour le pont roulant 2 :

➤ **Détermination de la section des boulons :**

On a :

$$H_L = N_{tsd} = 5.67 \text{ KN}$$

La même condition:

$$F_{VSd} \leq F_{VRd}$$

L'ELU :

$$F_{VSd} = 1.5 \times \frac{N_{tsd}}{1.2} = 4.25 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot F_{ub} \quad \text{avec } F_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

Donc :

$$F_{VRd} = 0.6 \cdot A_s \cdot \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \cdot A_s \cdot \frac{40}{1.25}$$

$$19.2 \cdot A_s \geq F_{VSd} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{VSd}}{19.2} \Rightarrow A_s = 0.2213 \text{ cm}^2 = 22.13 \text{ mm}^2$$

On prend des boulons de **M8** avec **$A_s = 36.6 \text{ mm}^2$**

➤ **Disposition géométrique de l'assemblage :**

On utilise une tôle de 8 mm. Avec des boulons M8, par la même méthode que dans le PR1

Donc on trouve :

$$\text{On prend } \begin{cases} e_1 = 30 \text{ mm} \\ p_1 = 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\alpha = \text{Min}(1.11; 0.23; 1.11; 1)$$

$$\alpha = 0.23$$

➤ **Vérification de la pression diamétrale :**

✓ **Vérification du couvre-joint :**

La même vérification, donc on aura :

$$F_{b.\text{couvre-joint}} = F_{tsd} = 2.84 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 10.6 \text{ KN}$$

Alors :

$$F_{b.\text{couvre-joint}} = 2.84 \text{ KN} < F_{brd} = 10.6 \text{ KN}$$

vérifiée

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale au niveau du couvre-joint

✓ **Vérification de l'âme de la poutre de roulement :**

La même vérification, donc on aura :

$$F_{b.\text{âme}} = F_{tsd} = 5.67 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 19.87 \text{ KN}$$

Alors :

$$F_{b.\text{âme}} = 5.67 \text{ KN} < F_{brd} = 19.87 \text{ KN}$$

vérifiée

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale au niveau de l'âme.

8.5. Assemblage poteau-poutre sablière :

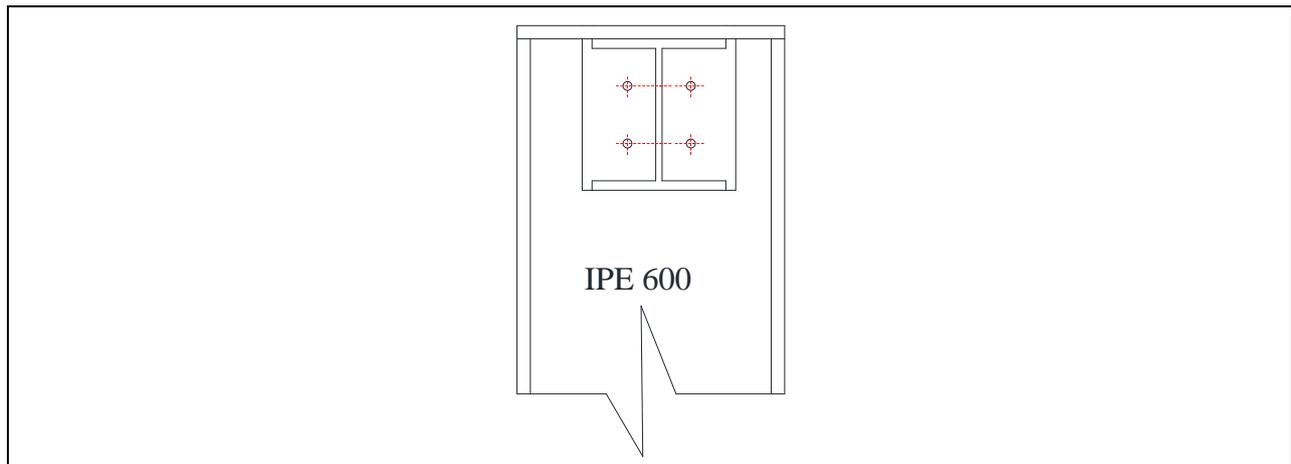


Figure 8.7. Assemblage poteau-poutre sablière

8.5.1. Liaison platine-poteau :

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8 sous les sollicitations les plus défavorables :

$N_{tsd} = 214.29$ KN (Effort normal due au vent)

$V_{sd} = 1.2$ KN (Sous le poids propre de la poutre)

$M_{sd} = 1.8$ KN.m (Sous le poids propre)

➤ **Dimensionnement des boulons :**

La condition à vérifier est la suivant :

$$F_{tsd} \leq F_{tRd} \quad \text{avec} \quad F_{tsd} = \frac{N_{tsd}}{n}$$

$$F_{tRd} = 0.9 \times A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$\gamma_{mb} = 1.5$

n : Nombre de boulon ($n = 4$)

$F_{ub} = 100 \cdot x = 1000$ Mpa (Contrainte limite de rupture)

Donc :

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{N_{tsd} \cdot \gamma_{mb}}{0.9 \times n \times F_{ub}} = \Rightarrow A_s = 2.48 \text{ cm}^2$$

On choisit des boulons ordinaires de type **M22** avec $A_s = 303 \text{ mm}^2$

➤ **Vérifications nécessaires :**

✓ **Interaction cisaillement plus traction :**

On doit vérifier que :

$$\frac{F_{tsd}}{1.4 \times F_{tRd}} + \frac{F_{Vsd}}{F_{VRd}} \leq 1$$

Avec :

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p} = 0.3 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = 0.5 \times A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 72.72 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = \frac{N_{tsd}}{n} = 53.57 \text{ KN}$$

$$F_{tRd} = 0.9 \times A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 109.08 \text{ KN}$$

$$\frac{53.57}{1.4 \times 109.08} + \frac{0.3}{72.72} = 0.35 \leq 1$$

vérifiée

✓ Vérification du poinçonnement

La vérification à faire est comme suit :

$$F_{tsd} \leq B_{PRd}$$

$$B_{PRd} = 0.6\pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}} =$$

$$t_p = 0.8 \text{ cm} \quad ; d_m = 3.45 \text{ cm}$$

D'où :

$$F_{tsd} = 53.57 \leq B_{PRd} = 149.76$$

vérifiée

Pas de risque de poinçonnement

8.5.2. Assemblage platine-poutre sablière :

L'assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine.

Soit :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{tsd}} = 8 \times 10^{-6} \text{ mm}$$

donc l'excentrement est négligeable

✓ gorge reliant l'âme:

$$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t_w \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 6.5 = 3.25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow a = 3.25 \text{ mm}$$

✓ gorge reliant la semelle:

$$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t_f \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 11 = 5.5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

➤ Distribution des efforts sur les différents cordons:

Chaque cordon reprend :

$$N = \frac{N_{tsd}}{6} = 35.72 \text{ KN}$$

✓ cordon âme platine:

Les vérifications à faire sont :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \sqrt{3}}{a \cdot f_u} = 5.29 \text{ cm}$$

$$L \leq d = 7.4 \text{ cm}$$

Donc on prend **L = 6 cm**

✓ **cordon semelle:**

Les vérifications à faire sont :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \sqrt{3}}{a \cdot f_u} = 3.43 \text{ cm}$$

$$L \leq b - (t_w + 2 \cdot r) = 8.95 \text{ cm}$$

Donc on prend **L = 6 cm**

8.6. Assemblage poteau-corbeau :

8.6.1. Assemblage poteau-corbeau de la poutre de roulement 1 :

$$V_{sd} = 183.43 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 86.87 \text{ KN.m}$$

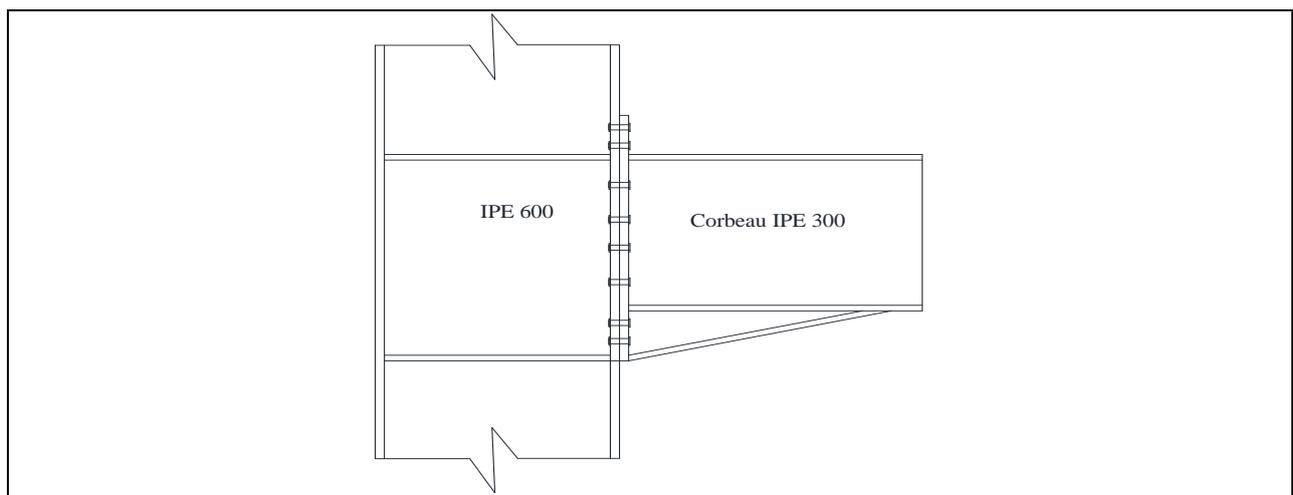


Figure 8.8. Assemblage poteau-corbeau de PRI

On prend 16 boulons de classe 10.9, avec :

$$d_1 = 539.4 \text{ mm} = 53.94 \text{ cm} \quad d_2 = 479.4 \text{ mm} = 47.94 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$M_{sd} = \sum N_i d_i = N_1 d_1 + N_2 d_2$$

D'où :

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} \quad \rightarrow \quad M_{sd} = \frac{N_1}{d_1} \sum d_i$$

$$\rightarrow N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = 89.98 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_2 = \frac{d_2}{d_1} N_1 = 79.97 \text{ KN}$$

➤ **Distribution de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant repris par un seul boulon est

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = 11.46 \text{ KN}$$

n : Nombre de boulon

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

Le dimensionnement des boulons se fait par la vérification de décollement des platines avec :

$$N_1 \leq n_r \cdot F_p$$

n_r : Nombre de rangés de boulon

$$F_p = 0.7 \times A_S \times f_{ub}$$

$$A_S > \frac{N_1}{n_r \cdot 0.7 \cdot f_{ub}} = 64.27 \text{ mm}^2$$

On opte des boulons **M16** avec **$A_S = 157 \text{ mm}^2$**

➤ **Vérification vis-à-vis de découlement des plaques :**

On doit vérifier que

$$F_{tsd} \leq F_p$$

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{n_r} = 44.99 \text{ KN}$$

avec $n_r = 2$ (nombre de rangés)

$$F_p = 0.7 \times A_S \times f_{ub} = 109.9 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{tsd} = 44.99 \text{ KN} < F_p = 109.9 \text{ KN}$$

vérifiée

Pas de risque de découlement des plaques

➤ **Vérification vis-à-vis de l'interaction cisaillement et traction de chaque boulon :**

La vérification est comme suit :

$$F_{Vsd} \leq F_{VRd}$$

Avec :

$$F_C = (F_p - 0.8 \cdot F_{tsd}) = 73.91 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = K_S \cdot n \cdot \mu \cdot \frac{F_C}{\gamma_{mb}} = 17.74 \text{ KN}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_S = 1$ coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$P = 1$ Nombre de plan de contact

$$F_{Vsd} = 11.46 \text{ KN} < F_{VRd} = 17.74 \text{ KN}$$

vérifiée

8.6.2. Assemblage poteau-corbeau de la poutre de roulement 2 :

$$V_{sd} = 311.16 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 147.02 \text{ KN.m}$$

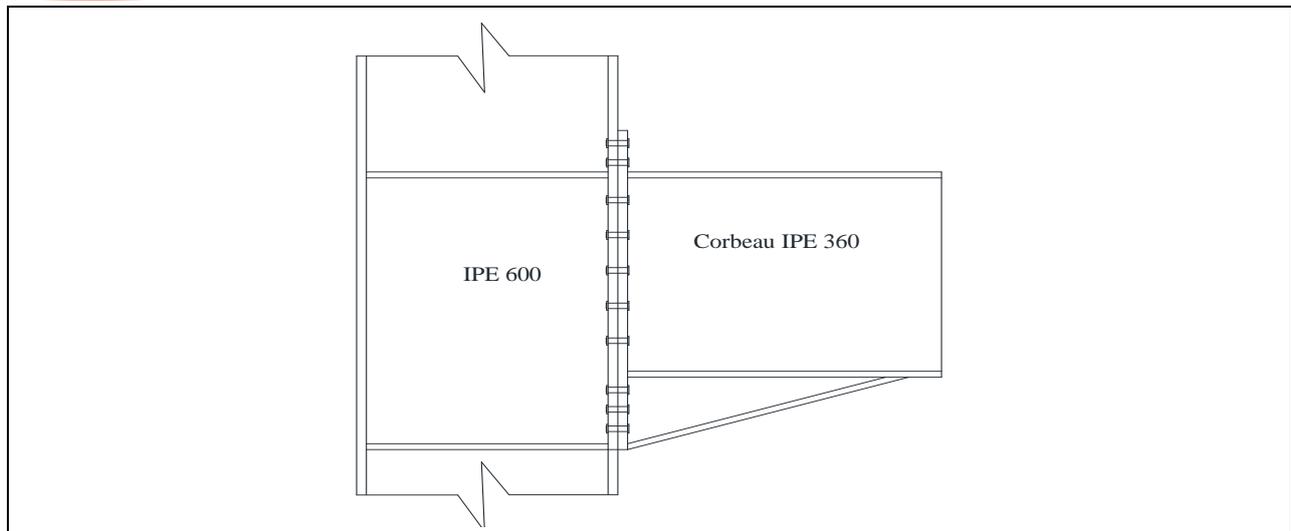


Figure 8.9. Assemblage poteau-corbeau de PR2

On prend 20 boulons de classe 10.9, avec :

$$d_1 = 659.4 \text{ mm} = 65.94 \text{ cm} \quad d_2 = 599.4 \text{ mm} = 59.94 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$M_{sd} = \sum N_i d_i = N_1 d_1 + N_2 d_2$$

D'où :

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} \quad \rightarrow \quad M_{sd} = \frac{N_1}{d_1} \sum d_i$$

$$\rightarrow N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i} = 122.08 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_2 = \frac{d_2}{d_1} N_1 = 110.97 \text{ KN}$$

➤ **Distribution de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant repris par un seul boulon est

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = 15.56 \text{ KN}$$

n : Nombre de boulon

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

Le dimensionnement des boulons se fait par la vérification de décollement des platines avec :

$$N_1 \leq n_r \cdot F_p$$

n_r : Nombre de rangés de boulon

$$F_p = 0.7 \times A_S \times f_{ub}$$

$$A_S > \frac{N_1}{n_r \cdot 0.7 \cdot f_{ub}} = 87.2 \text{ mm}^2$$

On opte des boulons **M18** avec $A_S = 192 \text{ mm}^2$

➤ **Vérification vis-à-vis de découlement des plaques :**

On doit vérifier que

$$F_{tsd} \leq F_p$$

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{n_r} = 61.04 \text{ KN}$$

avec $n_r = 2$ (nombre de rangés)

$$F_p = 0.7 \times A_S \times f_{ub} = 134.4 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{tsd} = 61.04 \text{ KN} < F_p = 134.4 \text{ KN}$$

vérifiée

Pas de risque de découlement des plaques

➤ **Vérification vis-à-vis de l'interaction cisaillement et traction de chaque boulon :**

La vérification est comme suit :

$$F_{VSd} \leq F_{VRd}$$

Avec :

$$F_C = (F_p - 0.8 \cdot F_{tsd}) = 85.57 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = K_S \cdot n \cdot \mu \cdot \frac{F_C}{\gamma_{mb}} = 20.53 \text{ KN}$$

$$F_{VSd} = 15.56 \text{ KN} < F_{VRd} = 20.53 \text{ KN}$$

vérifiée

8.7. Assemblage poteau-traverse :

- ✓ L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine soudée à la traverse et boulonnée au poteau.
- ✓ L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

$$M_{sd} = 268.70 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 80.07 \text{ KN}$$

$$N = -47.71 \text{ KN}$$

On prend 14 boulons de classe 10.9

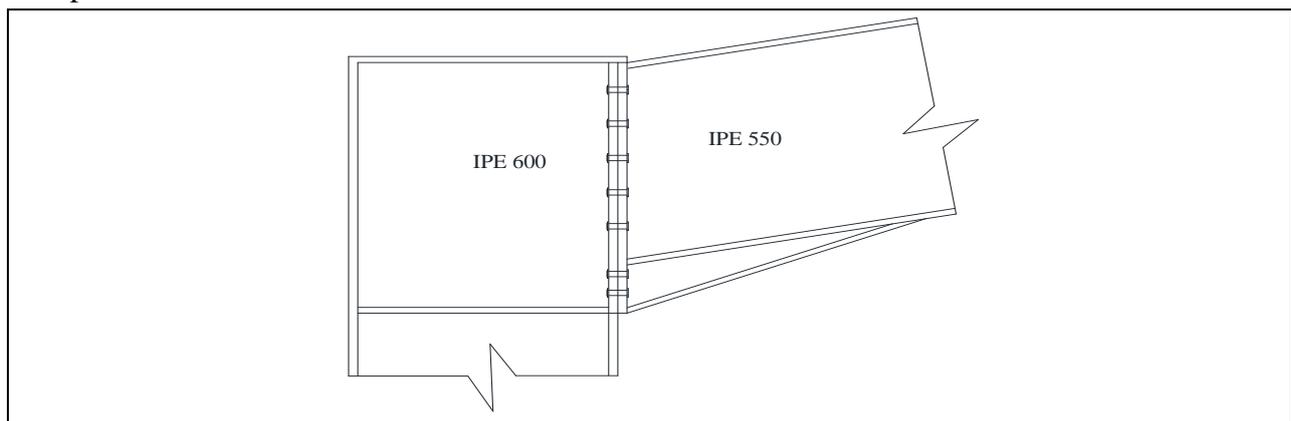


Figure 8.10. Assemblage poteau-traverse

8.7.1. Détermination des efforts dans les boulons :

On a :

$$d_1 = 71.24 \text{ cm} \quad ; \quad d_2 = 61.24 \text{ cm}$$

$$\rightarrow N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i} = 302.47 \text{ KN}$$

$$N_1 = 302.47 \text{ KN}$$

$$N_2 = 255.76 \text{ KN}$$

➤ **Distribution de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant repris par un seul boulon est

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = 5.72 \text{ KN}$$

n : Nombre de boulon

8.7.2. Pré dimensionnement des boulons :

$$N_1 \leq n_r \cdot F_P$$

n_r : Nombre de rangés de boulon

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s > \frac{N_1}{n_r \cdot 0.7 \cdot f_{ub}} = 216.05 \text{ mm}^2$$

On opte des boulons **M20** avec $A_s = 245 \text{ mm}^2$

8.7.3. Vérification de la disposition géométrique :

On a: $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P1 = 100 \text{ mm} \geq 3d_0 = 66 \text{ mm}$$

$$P2 = 100 \text{ mm} \geq 3d_0 = 66 \text{ mm}$$

$$e_1 = 58 \text{ mm} \geq 1.5d_0 = 33 \text{ mm}$$

$$e_2 = 55 \text{ mm} \geq 1.5d_0 = 33 \text{ mm}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de découlement des plaques :**

On doit vérifier que

$$F_{tsd} \leq F_p$$

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{n_r} = 151.24 \text{ KN}$$

avec $n_r = 2$ (nombre de rangés)

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 171.5 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{tsd} = 151.24 \text{ KN} < F_p = 171.5 \text{ KN}$$

vérifiée

Pas de risque de découlement des plaques

➤ **Vérification vis-à-vis de l'interaction cisaillement et traction de chaque boulon :**

La vérification est comme suit :

$$F_{Vsd} \leq F_{VRd}$$

Avec :

$$F_C = (F_p - 0.8 \cdot F_{tsd}) = 50.51 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = K_S \cdot n \cdot \mu \cdot \frac{F_C}{\gamma_{mb}} = 12.12 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 5.72 \text{ KN} \leq F_{VRd} = 12.12 \text{ KN}$$

vérifiée

8.7.4. Assemblage platine traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

✓ **gorge reliant l'âme:**

$$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t_w \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 11.1 = 5.55 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow a = 4.5 \text{ mm}$$

✓ **gorge reliant la semelle:**

$$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t_f \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 17.2 = 8.6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow a = 5.5 \text{ mm}$$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons:**

Chaque cordon reprend :

$$N = \frac{N_{tsd}}{6} = 25.21 \text{ KN}$$

✓ **cordon âme platine:**

Les vérifications à faire sont :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \sqrt{3}}{a \cdot f_u} = 2.70 \text{ cm}$$

$$L \leq d = 46.76 \text{ cm}$$

Donc en prend **L = 25 cm**

✓ **cordon semelle:**

Les vérifications à faire sont :

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \sqrt{3}}{a \cdot f_u} = 2.2 \text{ cm}$$

$$L \leq b - (t_w + 2 \cdot r) = 15.1 \text{ cm}$$

Donc en prend **L = 10 cm**

8.8. Assemblage traverse-traverse (la clé de faitage) :**8.8.1. La disposition constructive des boulons :**

On choisit des boulons M20 de classe 10.9 Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

Nombre de boulons = 10

Nombre de rangés : $n_r = 2$

Section nominale du boulon $A = 314 \text{ mm}^2$

Section résistante de la partie fileté : $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Traverse : IPE550

$$M_{\max} = -132.59 \text{ KN.m}$$

$$N_{\max} = -50.71 \text{ KN}$$

$$V_{sd\max} = -6.55 \text{ KN}$$

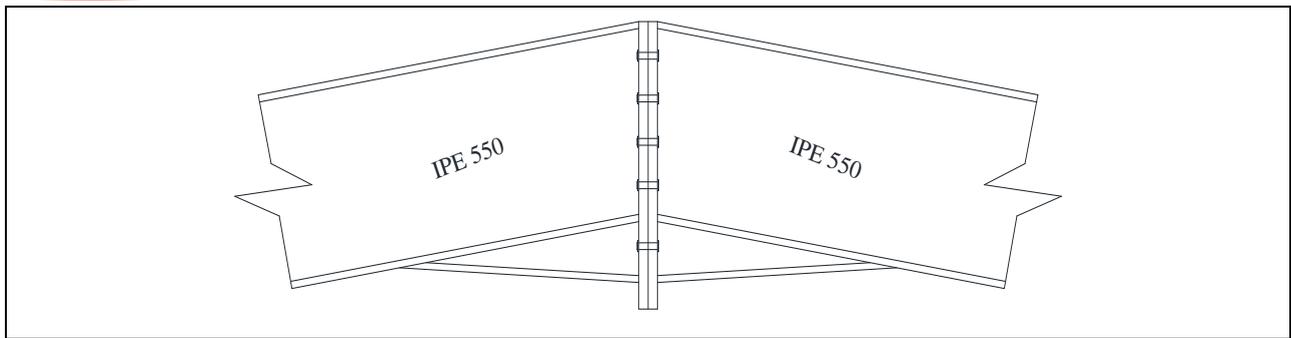


Figure 8.11. Assemblage de la clé de fûtage

➤ **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 3d_0 \Rightarrow P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3d_0 \Rightarrow P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 140 \text{ mm} \quad P_2 = 100 \text{ mm}$$

➤ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.5d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

➤ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0 \Rightarrow e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

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

8.8.2. Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangés supérieures des boulons. Puis en détermine les bras de levé de chaque boulon par rapport au boulon comprimé.

$$d_1 = 560 \text{ mm} \quad ; \quad d_2 = 420 \text{ mm} \quad ; \quad d_3 = 280 \text{ mm.}$$

$$\sum d_i^2 = (560)^2 + (420)^2 + (280)^2 = 0.57 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } N_i = \frac{M_{\max} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

Donc :

$$N_1 = 130.63 \text{ KN} \quad ; \quad N_2 = 97.97 \text{ KN} \quad ; \quad N_3 = 65.32 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des boulons :**

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$ avec : $F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot F_{ub}$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times F_{ub} \times n} = \frac{130.63 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 93.31 \text{ mm}^2$$

Donc les boulons choisissent (**M20** de classe 10.9 Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$) sont vérifiés

➤ **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot F_{ub} = 0.7 \times 245 \times 1000 = 171.5 \text{ KN} \quad \text{Par boulon}$$

Soit $171.5 \times 2 = 343 \text{ KN}$ pour chaque rangés donc :

$$M_R = \frac{343 \times 0.57}{0.56} = 349.13 \text{ KN.m} > M_{sd} = 132.59 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :**

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{Rd} = K_s \times P \times \mu \times \frac{(F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tsd} = \frac{N_{sd}}{2} = 25.36 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{V_{sd}}{10} = 0.66 \text{ KN} < V_{Rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{(171.5 - 0.8 \times 25.36)}{1.25} = 36.29 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

La vérification à faire est comme suit :

$$F_{tsd} \leq B_{PRd}$$

$$B_{PRd} = 0.6\pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$t_p = 0.8 \text{ cm} \quad ; \quad d_m = 3.24 \text{ cm}$$

D'où :

$$F_{tsd} = 25.36 \text{ KN} \leq B_{PRd} = 140.64 \quad \text{vérifiée}$$

Donc pas de risque de poinçonnement

➤ **Vérification a la pression diamétrale**

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{bRd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \text{Min} \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25 ; \frac{F_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 0.75$$

$$F_{vsd} = 6.55 \text{ KN} \leq F_{bRd} = 2.5 \times 0.75 \times 360 \times 10^3 \times 20 \times 10^{-3} \times \frac{8 \times 10^{-3}}{1.25} = 86.4 \text{ KN}$$

Donc pas de risque de rupture par pression diamétrale

8.9. Assemblage poteau-poteau :

Vu que la longueur des poteaux est de 13.65 m et les longueurs nominales des profilés est 12 m donc on doit utiliser un assemblage de continuité qui relie le poteau à 12 m de longueur et le tronçon supérieur par des couvre-joints au niveau des deux semelles et l'âme. Et puisque l'effort d'arrachement n'est pas assez important donc en va le considère comme un assemblage de montage contenant quatre boulons de M20 pour chaque couvre-joint.

8.10. Assemblage des pieds de poteaux et pieds de potelets :

8.10.1. Calcul des pieds de poteaux encastés :

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par :

- ✓ Effort normal centré (sous $1.35G + 1.5P + S + W2$), $N_u = 495.91$ KN
- ✓ Effort de soulèvement dû au vent (sous $G + 1.5W2$), $V = -133.10$ KN
- ✓ Un moment de flexion $M = 133.46$ KN.m , ce qui est équivalent à un effort vertical N excentré de

➤ Dimensionnement des tiges d'ancrage

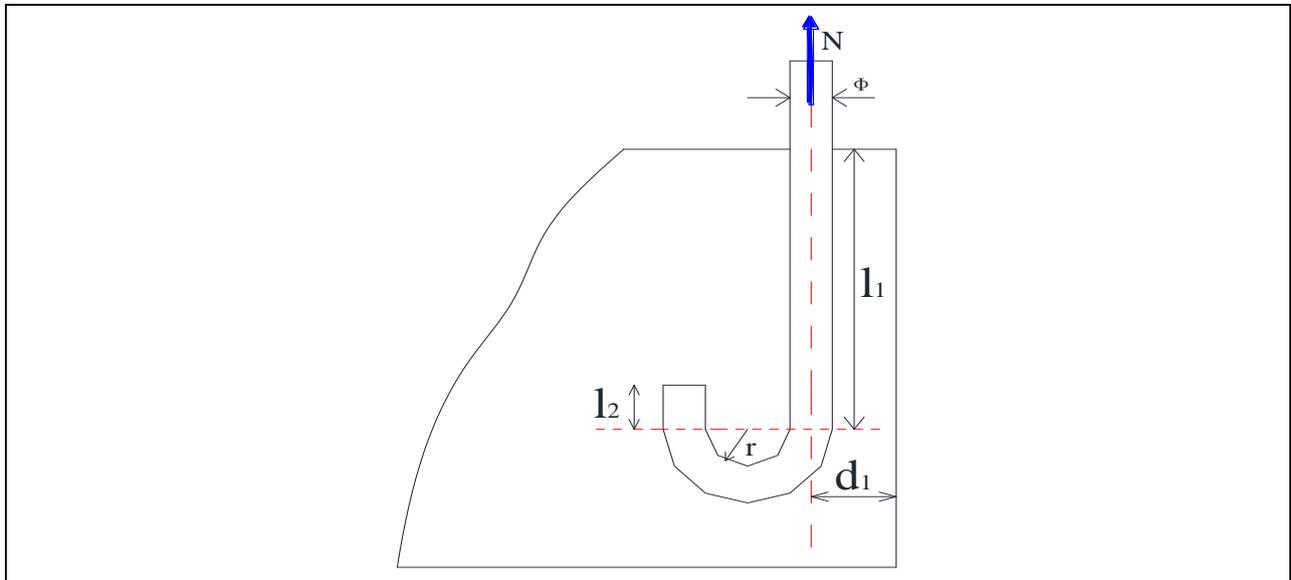


Figure 8.12. La tige d'encrage de pied de poteau

La tige sera dimensionnée avec l'effort de traction V , puisque on a six tiges alors chaque tige prend $\frac{1}{4}$ de l'effort V (soulèvement).

$$N = \frac{V}{4} = 33.28 \text{ KN}$$

N : L'effort prit par une seule tige

On a des poteaux IPE600 donc en prend les dimensions de la platine comme suit :

$H = 800$ mm ; $B = 500$ mm

$P_1 = 350$ mm ; $e_1 = 50$ mm ; $P_2 = 200$ mm ; $e_2 = 50$ mm ; $\mu = 100$ mm

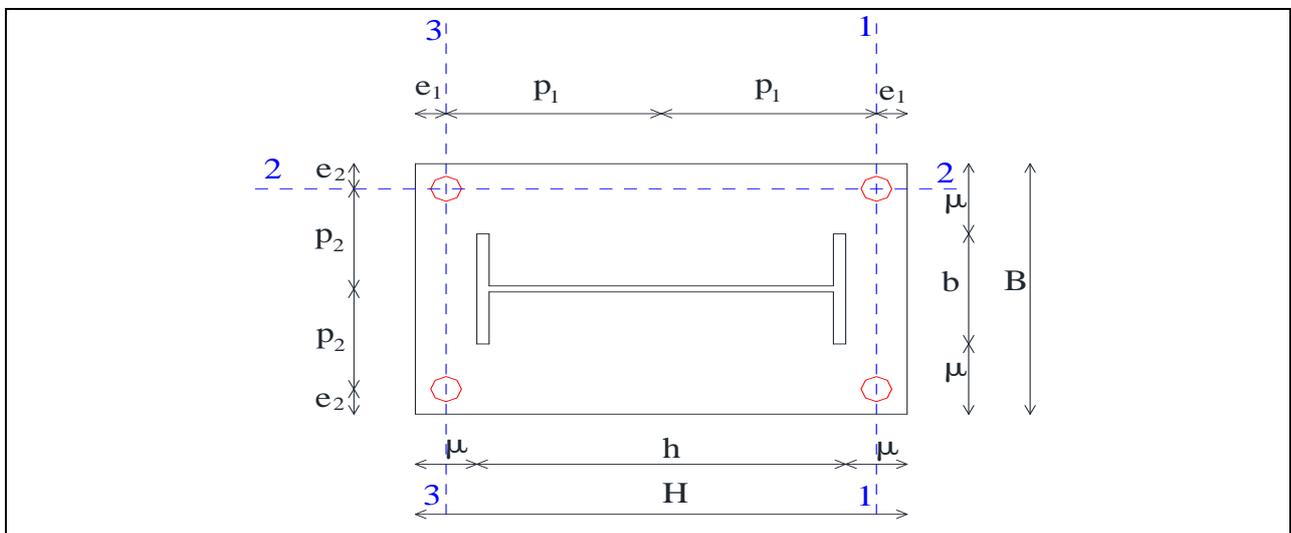


Figure 8.13. La disposition constructive des tiges et les lignes de pliages

On a l'effort admissible par tige :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2)$$

Où :

g_c : Le dosage de ciment du béton

$$r = 3\phi$$

$$l_1 = 20\phi$$

$$l_2 = 2\phi$$

D'où :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250} \right)^2} (20\phi + 19.2\phi + 7\phi) \geq \frac{V}{4}$$

Après simplification on tire :

$$\phi^2 - 1.66\phi - 208 \geq 0 \quad \Rightarrow \phi \geq 15.28 \text{ mm}$$

Donc on choisit les tiges de diamètre $\phi = 16 \text{ mm}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On a :

$$e = \frac{M}{N_u} = 27 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 10 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

Où :

$$A = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$l = P_1 + e = 62 \text{ cm}$$

$$h = 75 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15 \quad (\text{coefficient d'équivalence acier béton})$$

On a l'équation de 3^{ème} degré en h' s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(1-h)h'^2 + 90 \cdot A \frac{1}{b} h' - 90 \cdot A \frac{1}{b} h = 0$$

La résolutions de l'équation donne :

$$h' = 45.4 \text{ cm}$$

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N_u \cdot l}{b \cdot h' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$\sigma_b = 4.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.52 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \text{ MPa}$$

vérifiée

✓ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_a = \frac{N_u}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = 43.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 43.96 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

vérifiée

➤ **Calcul de l'épaisseur de la platine :**

✓ **Vérification dans la section 1-1 est :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire et un diagramme triangulaire.

Les moments correspondants, pour une bande unité $b = 1 \text{ cm}$ et d'épaisseur t , sont :

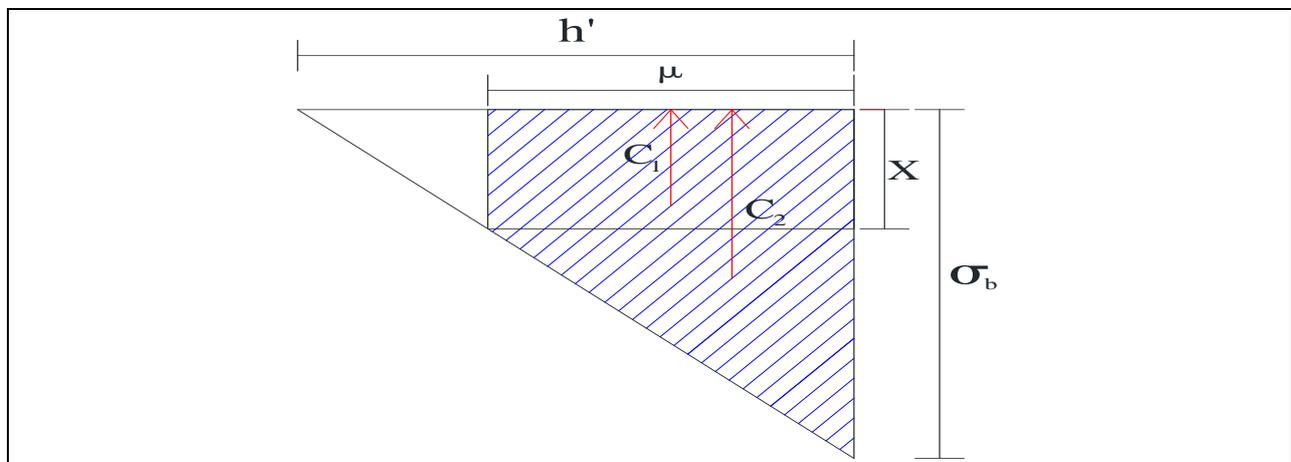


Figure 8.14. Diagramme de moment de renversement (pliage selon la ligne 1-1)

$$C_1 = X \cdot \mu$$

$$\frac{\sigma_b}{h'} = \frac{X}{h' - \mu} \Rightarrow X = \frac{\sigma_b(h' - \mu)}{h'} \Rightarrow X = 3.52 \text{ MPa}$$

$$C_1 = 352 \text{ N}$$

$$C_2 = (\sigma_b - X) \cdot \mu \Rightarrow C_2 = 100 \text{ N}$$

$$M_{1.1} = C_1 \frac{\mu}{2} + C_2 \frac{2 \cdot \mu}{3} \Rightarrow M_{1.1} = 0.024 \text{ KN.m}$$

On a la condition suivante :

$$M_{1.1} \leq M_{el.y} = W_{el.y} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$, est :

$$W_{el.y} = \frac{t^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{1.1} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}} \Rightarrow t \geq 7.83 \text{ mm}$$

✓ Vérification dans la section 2-2 est :

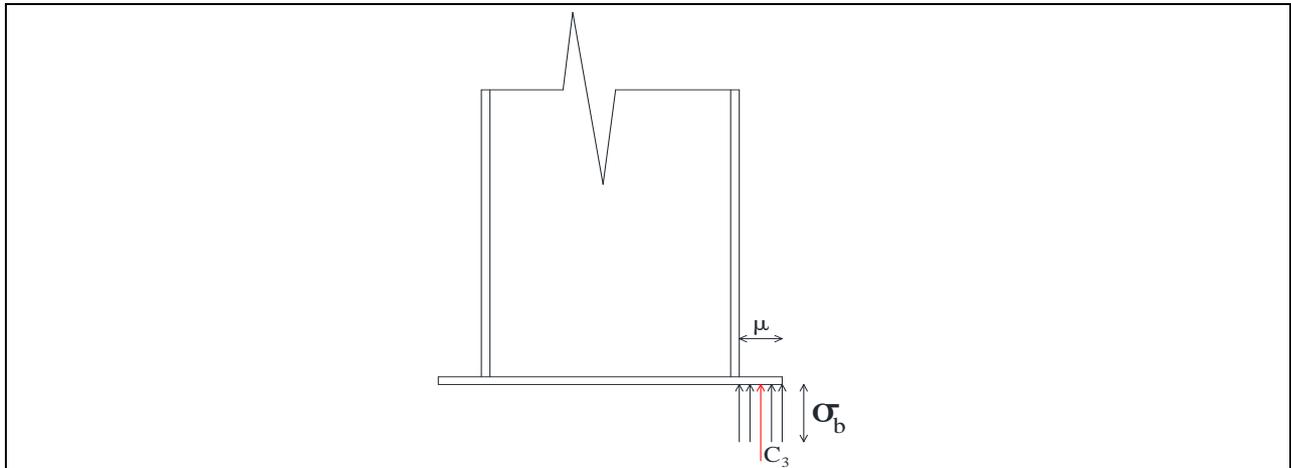


Figure8.15. Diagramme de moment de renversement (pliage selon la ligne 2-2)

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M_{2.2} = C_3 \frac{\mu}{2} = (\sigma_b \cdot \mu \cdot 1) \frac{\mu}{2} \Rightarrow M_{2.2} = 0.226 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2.2} \leq \frac{t^2}{6} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{2.2} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}} \Rightarrow t \geq 24 \text{ mm}$$

✓ Vérification dans la section 3-3 est :

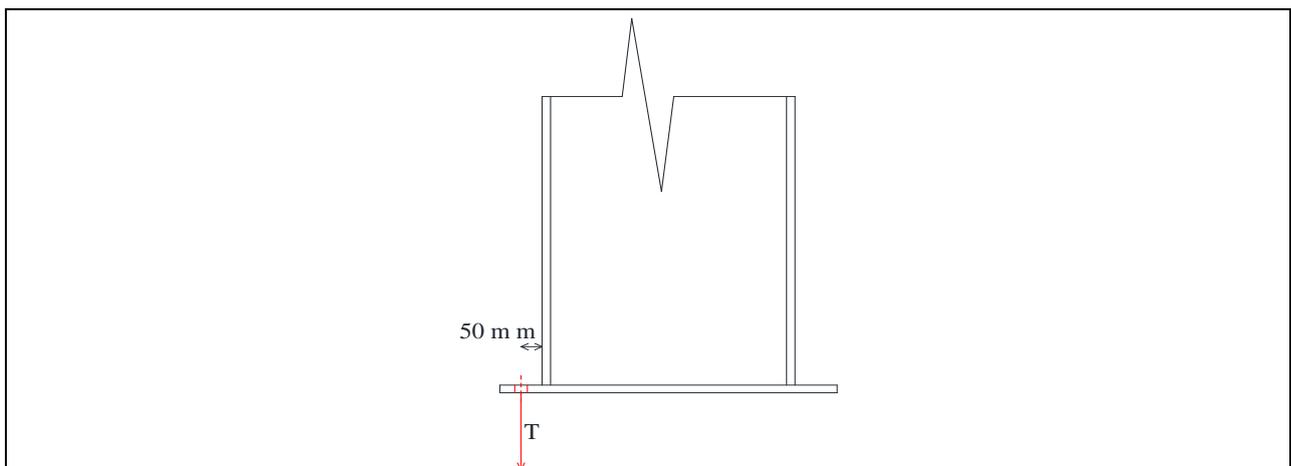


Figure8.16. Diagramme de moment de renversement (pliage selon la ligne 3-3)

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.05T$

$$T = \sigma_a \times A \Rightarrow T = 17.67 \text{ KN}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{30T \cdot \gamma_{m0}}{f_y}} = \Rightarrow t \geq 47.5 \text{ mm}$$

$$t = \max(7.83 ; 24 ; 47.5) \text{ mm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur $t = 50 \text{ mm}$ avec raideur

8.10.2. Calcul des pieds de potelets articulés :

Dans notre structure on a des potelets en pignon qui sont articulés à la base, d'où on doit faire un calcul pour la détermination de l'épaisseur de la platine et le diamètre de la tige d'ancrage. On a des potelets de section IPE400 soumis aux sollicitations suivante :

- ✓ Effort de compression (sous $1.35G + 1.5S + \psi_0 1.5P$), $N_u = 100.99 \text{ KN}$
- ✓ Effort de soulèvement dû au vent (sous $G + 1.5W2$), $V = 18.40 \text{ KN}$

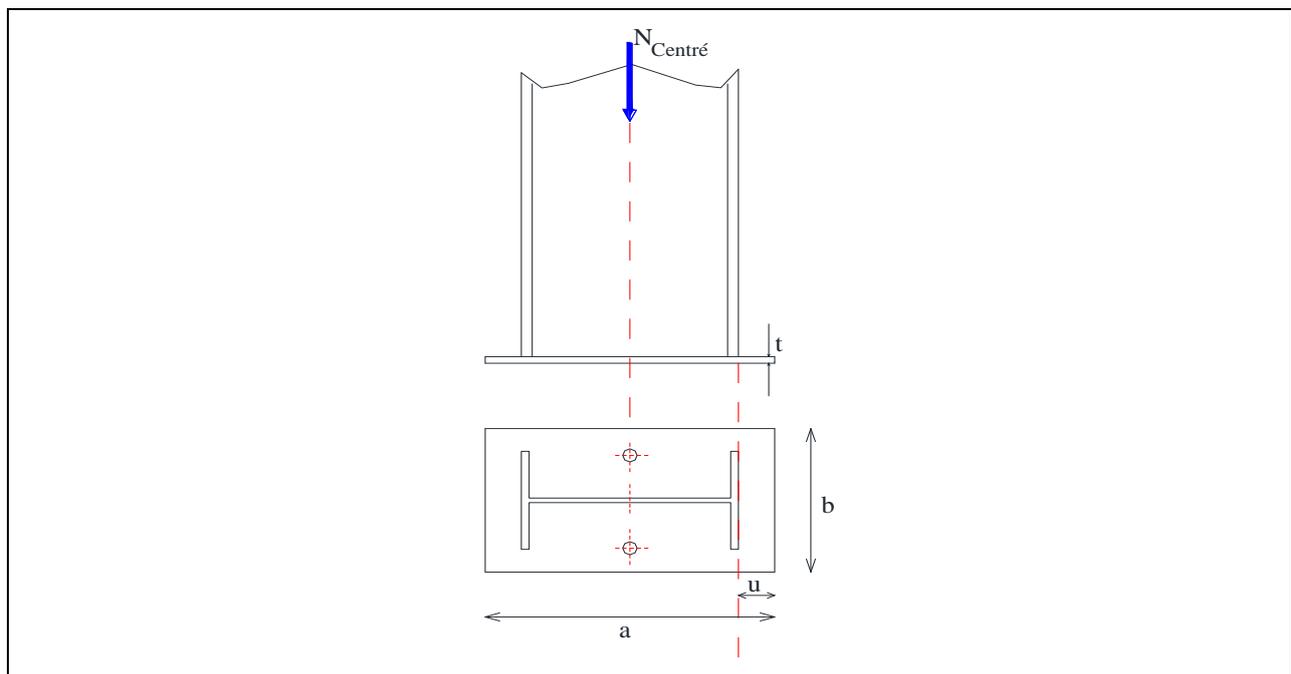


Figure 8.17. La disposition constructive des tiges de potelet

➤ Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

$$\sigma = \frac{N_u}{a \cdot b} \leq f_{bu}$$

Où :

$$a = 0.6 \text{ m}$$

$$b = 0.4 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} = 0.42 \text{ MPa} \leq f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

➤ Détermination d'épaisseur de la platine et le diamètre de la tige d'ancrage :

- ✓ Calcul de « t » par les étapes suivantes :

L'effort à droite de la ligne 1-1 est

$$F = \sigma \times b \times u$$

Où :

$u = 100 \text{ mm}$ Est la distance entre l'extrémité de potelet et l'extrémité de la platine

Donc : $F = 16.8 \text{ KN}$

Et le moment de pliage correspondant a pour valeur :

$$M_{\text{pliage}} = F \times \frac{u}{2} = 0.84 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$M_{\text{pliage}} \leq M_R = W_{\text{el}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$W_{\text{el}} = \frac{b \cdot t^2}{6} \quad (\text{section rectangulaire})$$

Donc :

$$M_{\text{pliage}} \leq \frac{b \cdot t^2}{6} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Soit :

$$t \geq u \sqrt{\frac{6 \times M_{\text{pliage}} \times \gamma_{m0}}{f_y \times b}} = 7.32 \text{ mm}$$

On opte sur une platine de $t = 10 \text{ mm}$

✓ Calcul de diamètre la tige d'ancrage :

On a deux tiges d'ancrages, donc chaque tige reprend la moitié de l'effort de soulèvement V .

$$N_{\text{tige}} = \frac{V}{2} = 9.20 \text{ KN}$$

On l'effort admissible par goujon :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2)$$

D'où :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250} \right)^2} (20\phi + 19.2\phi + 7\phi) \geq \frac{V}{2}$$

Après simplification on tire :

$$\phi^2 - 0.46\phi - 57.5 \geq 0 \quad \Rightarrow \quad \phi \geq 7.82 \text{ mm}$$

On opte sur des tiges de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$

Chapitre 9

Etude de l'infrastructure

9.1. Introduction	146
9.2. Les fondations sous poteaux	146
9.2.1. Détermination des sollicitations	146
9.2.2. Pré-dimensionnement de la semelle	146
9.2.2.1. La condition de rigidité	146
9.2.2.2. Le critère de non poinçonnement	147
9.2.2.3. Dimensionnement de la semelle	147
9.2.3. Vérification des contraintes	148
9.2.4. Vérification de la stabilité au renversement	149
9.2.5. Détermination des armatures de la semelle	149
9.2.5.1. Situation accidentelle	150
9.2.5.2. Situation durable	151
9.2.6. La condition de non fragilité	152
9.2.7. La disposition constructive	152
9.3. Les fondations sous potelets	153
9.3.1. Dimensionnement de la semelle à la compression simple	153
9.3.2. Calcul des armatures de la semelle	154
9.4. Calcul des longrines	155
9.4.1. Pré dimensionnement	155
9.4.2. Ferrailage longitudinale	155
9.4.3. Vérification de la flèche	156
9.4.4. Ferrailage transversale	157
9.5. Calcul des fûts	157

Etude l'infrastructure

9.1. Introduction :

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol, et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci, les charges provenant de la structure. Le dimensionnement des fondations est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisés.

- La contrainte admissible du sol (site S3) $\sigma_{sol} = 2\text{bar}$.
- La profondeur d'ancrage est $D = 2\text{m}$.

9.2. Les fondations sous poteaux :

9.2.1. Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des sollicitations on considère les deux états limites (ELU, ELS)

Dans le cas des situations accidentelles les combinaisons considérées sont les suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

[RPA99 V2003 .Art.10.1.4.1]

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau9.1. Les sollicitation à la base de poteau IPE600

Sollicitation	situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		$0,8G - E_y$	$1.35G+1.5P+S+W2$
N_{max} (KN)	141.80	495.91	338.21
M_y (KN.m)	32.95	133.46	92.36
M_z (KN.m)	0.05	0.08	0.06
V_y (KN)	-20.00	-37.80	-25.42
V_z (KN)	5.85	47.16	32.10

9.2.2. Pré-dimensionnement de la semelle :

9.2.2.1. La condition de rigidité :

Les dimensionnes de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétique avec celles du pied de poteau.

$$\frac{H}{B} = \frac{h}{b}$$

h et b : Les dimensions de la platine au dessous du poteau

Les poteaux sont des IPE600 pour cela la platine à la base est prise $(80 \times 50) \text{ cm}^2$

$$h = 0.8 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 0.5 \text{ m}$$

H et B : Dimension de la semelle.

Donc : $H = 1.6 \times B$

h_t : Hauteur total de la semelle

$h_t = d + c$; Avec $c = 5$ cm (béton de propreté)

d : Hauteur utile de la semelle est donnée par la condition

[BAEL91- ch15 III .Art 1.2]

$$d = \max\left(\frac{B - b}{4} ; \frac{H - h}{4}\right)$$

9.2.2.2. Le critère de non poinçonnement :

$$\sigma_{\max} \leq 2\sigma_{\text{sol}} \quad \text{Situation accidentelle} \quad [2]$$

$$\sigma_{\max} \leq 1.33\sigma_{\text{sol}} \quad \text{Situation durable} \quad [2]$$

σ_{\max} : Contrainte maximale dans la semelle donnée par les formules suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{H \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \quad ; \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{H \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H}\right)$$

Avec e_0 donné par :

$$e_0 = \frac{M_y}{N_{\max}}$$

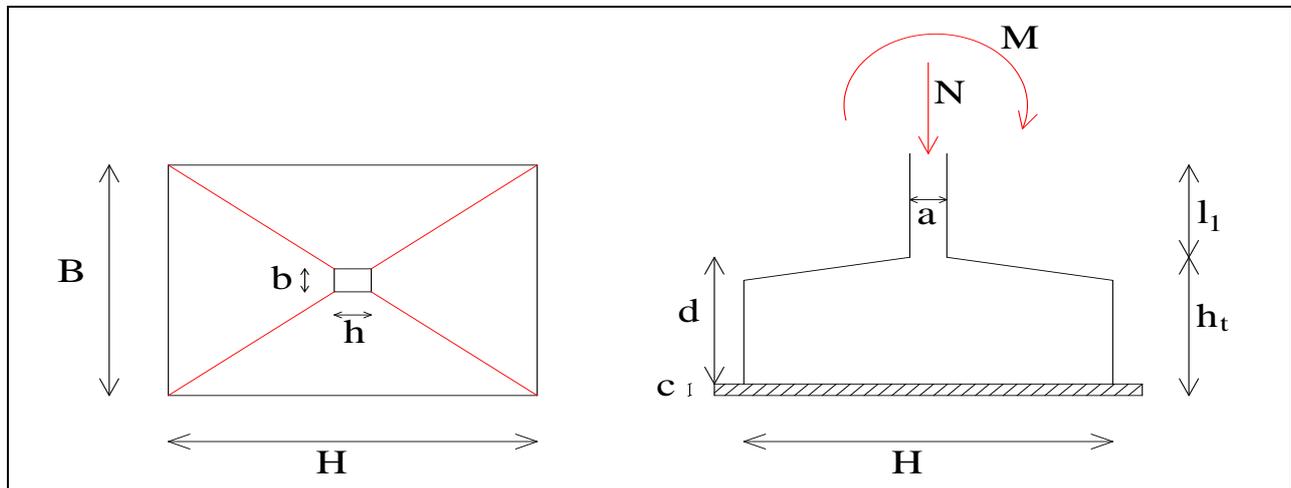


Figure 9.1. Les dimensionne de la semelle sous poteau

9.2.2.3. Dimensionnement de la semelle :

a)- Situation accidentelle :

$$e_0 = \frac{32.95}{141.80} = 0.23 \text{ m}$$

$$\frac{N}{H \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 2\sigma_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{1.6 \times B^2} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 2\sigma_{\text{sol}}$$

$$\frac{3.2 \times \sigma_{\text{sol}}}{N} B^3 - B - (6 \times e_0) \geq 0 \quad \Rightarrow \quad B \geq 78 \text{ cm}$$

b)- Situation durable :

$$e_0 = \frac{133.46}{495.91} = 0.27 \text{ m}$$

$$\frac{N}{H \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 1.33\sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{1.6 \times B^2} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\frac{2.128 \times \sigma_{sol}}{N} B^3 - B - (6 \times e_0) \geq 0 \quad \Rightarrow \quad B \geq 154 \text{ cm}$$

$$B \geq \max(78 ; 154) \quad \Rightarrow \quad B \geq 154 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour toutes les semelles :

$$B = 180 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad H = 290 \text{ cm}$$

$$d = \max\left(\frac{180 - 50}{4} ; \frac{290 - 80}{4}\right) \quad \Rightarrow \quad d = 52.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_t = 57.5 \text{ cm}$$

l_1 : La hauteur de l'amorce de poteau avec

$$l_1 = D - h_t = 2 - 0.575 \quad \Rightarrow \quad l_1 = 1.425 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de poids propre de la semelle et l'amorce de poteau :**

$$P = [(H \times B \times h_t) + (h \times b \times l_1)] \times \rho_b = 89.29 \text{ KN}$$

➤ **Les moments à la base :**

$$M_{by} = M_y + (V_z \times D)$$

$$M_{bz} = M_z + (V_y \times D)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau9.2. Les sollicitation à la base de la semelle de poteau IPE600

Sollicitation	situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	0,8G – Ey	1.35G+1.5P+S+W2	G+P+0.67S+0.67W2
N (KN)	231.09	616.45	427.5
M_{by} (KN.m)	44.65	227.78	156.56
M_{bz} (KN.m)	-39.95	-75.52	-50.78
V_y (KN)	-20.00	-37.80	-25.42
V_z (KN)	5.85	47.16	32.10

9.2.3. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{sens H} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{H \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H}\right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} \rightarrow \text{durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{H \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H}\right) \end{cases} \quad \text{avec } e_0 = \frac{M_{bz}}{N}$$

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{H \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{accidentelle} \\ 1.33\sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{H \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) \end{cases} \quad \text{avec } e_0 = \frac{M_{\text{by}}}{N}$$

Pour les semelles entièrement comprimé on à :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau9.3. Vérification des contraintes de sol

Cas de charge	Sens	e ₀ (cm)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)	σ _{sol} (bar)
Situation accidentelle	H	17	0.60 < 4	0.29	0.67	< 2
	B	19	0.72 < 4	0.16	0.58	
Situation durable	ELU	H	1.47 < 2.66	0.89	1.33	
		B	2.63 < 2.66	-0.28	1.90	
	ELS	H	1.02 < 2.66	0.62	0.92	
		B	1.83 < 2.66	-0.19	1.33	

9.2.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que

[RPA99 v 2003. Art.10.1.5]

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{H}{4} = \frac{290}{4} = 72.5 \text{ cm} \rightarrow \text{sens H} \\ \frac{B}{4} = \frac{180}{4} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

Sens H → e₀ = 17 cm < 72.5 cm vérifiée

Sens B → e₀ = 19 cm < 45 cm vérifiée

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

9.2.5. Détermination des armatures de la semelle :

On a deux conditions à vérifier :

La première condition $\begin{cases} e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens H} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$

La deuxième condition $\begin{cases} e_0 < \frac{H}{24} \rightarrow \text{sens H} \\ e_0 < \frac{B}{24} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$

- Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif N' avec :

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H}\right) \rightarrow \text{sens H}$$

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \rightarrow \text{sens B}$$

- Si l'une des deux conditions est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1 avec :

$$M_1 = (4H + 0.3h - 9e_0) \times \left(\frac{H/2 - 0.35h}{H/2 - e_0}\right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens H}$$

$$M_1 = (4B + 0.3b - 9e_0) \times \left(\frac{B/2 - 0.35b}{B/2 - e_0}\right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

9.2.5.1. Situation accidentelle :

a)- Armatures parallèles à $H = 2.9 \text{ m}$:

$$e_0 = 17 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 13.33 \text{ cm}$$

$$e_0 = 17 \text{ cm} > \frac{H}{24} = 12.08 \text{ cm} \quad \text{Donc on va calculer } M_1$$

$$M_1 = ((4 \times 2.9) + (0.3 \times 0.8) - (9 \times 0.17)) \times \left(\frac{2.9/2 - (0.35 \times 0.8)}{2.9/2 - 0.17}\right)^2 \times \frac{231.09}{27}$$

$$M_1 = 73.72 \text{ KN.m}$$

On à :

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad z = 0.9 \times d$$

Donc :

$$A_s = \frac{73.72}{0.9 \times 0.525 \times 400 \times 10^3} \Rightarrow A_s = 3.90 \text{ cm}^2$$

b)- Armatures parallèles à $B = 1.8 \text{ m}$:

$$e_0 = 19 \text{ cm} > \frac{b}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

$$e_0 = 19 \text{ cm} > \frac{B}{24} = 7.5 \text{ cm} \quad \text{Donc on va calculer } M_1$$

$$M_1 = ((4 \times 1.8) + (0.3 \times 0.5) - (9 \times 0.19)) \times \left(\frac{1.8/2 - (0.35 \times 0.5)}{1.8/2 - 0.19}\right)^2 \times \frac{231.09}{27}$$

$$M_1 = 50.33 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$A_s = \frac{50.33}{0.9 \times 0.525 \times 348 \times 10^3} \Rightarrow A_s = 3.06 \text{ cm}^2$$

9.2.5.2. Situation durable :

a)- à l'ELU :

a.1)- Armatures parallèles à H = 2.9 m :

$$e_0 = 12 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 13.33 \text{ cm}$$

$$e_0 = 12 \text{ cm} < \frac{H}{24} = 12.08 \text{ cm} \quad \text{Donc on va calculer } N'$$

$$N' = 616.45 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.12}{2.9}\right) = 692.97 \text{ KN}$$

On à :

$$A_s = \frac{N'(H-h)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{692.97 \times (2.9 - 0.8)}{8 \times 0.525 \times 348 \times 10^3}$$

Donc :

$$A_s = 9.96 \text{ cm}^2$$

a.2)- Armatures parallèles à B = 1.8 m :

$$e_0 = 37 \text{ cm} > \frac{b}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

$$e_0 = 37 \text{ cm} > \frac{B}{24} = 7.5 \text{ cm} \quad \text{Donc on va calculer } M_1$$

$$M_1 = ((4 \times 1.8) + (0.3 \times 0.5) - (9 \times 0.37)) \times \left(\frac{1.8/2 - (0.35 \times 0.5)}{1.8/2 - 0.37}\right)^2 \times \frac{616.45}{27}$$

$$M_1 = 171.74 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$A_s = \frac{171.74}{0.9 \times 0.525 \times 348 \times 10^3} \Rightarrow A_s = 10.44 \text{ cm}^2$$

b)- à l'ELS :

b.1)- Armatures parallèles à H = 2.9 m :

$$e_0 = 12 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 13.33 \text{ cm}$$

$$e_0 = 12 \text{ cm} < \frac{H}{24} = 12.08 \text{ cm} \quad \text{Donc on va calculer } N'$$

$$N' = 427.5 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.12}{2.9}\right) = 480.57 \text{ KN}$$

On à :

$$A_s = \frac{N'(H - h)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{480.57 \times (2.9 - 0.8)}{8 \times 0.525 \times 348 \times 10^3}$$

Donc :

$$A_s = 6.90 \text{ cm}^2$$

b.2)- Armatures parallèles à B = 1.8 m :

$$e_0 = 37 \text{ cm} > \frac{b}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

$$e_0 = 37 \text{ cm} > \frac{B}{24} = 7.5 \text{ cm} \quad \text{Donc on va calculer } M_1$$

$$M_1 = ((4 \times 1.8) + (0.3 \times 0.5) - (9 \times 0.37)) \times \left(\frac{1.8/2 - (0.35 \times 0.5)}{1.8/2 - 0.37}\right)^2 \times \frac{427.5}{27}$$

$$M_1 = 119.10 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$A_s = \frac{119.10}{0.9 \times 0.525 \times 348 \times 10^3} \Rightarrow A_s = 7.24 \text{ cm}^2$$

9.2.6. La condition de non fragilité :

$$\text{sens H} \rightarrow A_{\min}^H = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_t \quad \Rightarrow \quad A_{\min}^H = 20.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{sens B} \rightarrow A_{\min}^B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_t \quad \Rightarrow \quad A_{\min}^B = 12.50 \text{ cm}^2$$

9.2.7. La disposition constructive :

Les armatures seront munies des crochets si la longueur de scellement l_s est :

$$l_s > \frac{H}{4} \rightarrow \text{sens H}$$

$$l_s > \frac{B}{4} \rightarrow \text{sens B}$$

Avec :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \Psi_s^2 \times f_{t28}} \quad \text{avec} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour les armatures HA}$$

➤ Suivant le sens H on à :

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 72.5 \text{ cm}$$

➤ Suivant le sens B on à :

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 45 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau9.4. Le ferrailage choisit pour la semelle au dessous de poteau

sens	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Nombre de barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
H	9.96	20.14	6HA16+6HA14	21.30	49.38	24
B	10.44	12.50	8HA12+2HA16	13.07	42.33	18

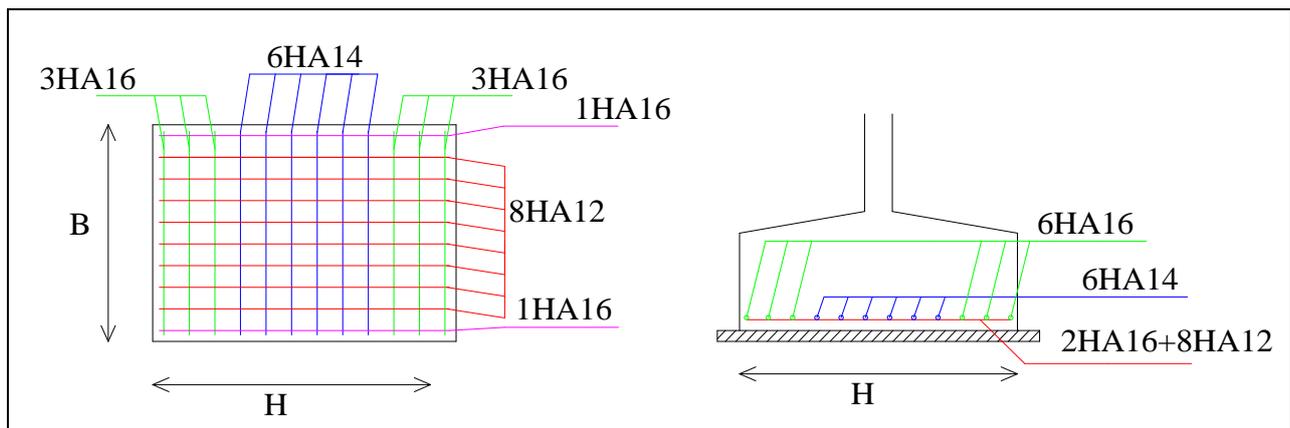


Figure9.2. Le schéma de ferrailage de la semelle au dessous de poteau

9.3. Les fondations sous potelets :

Les sollicitations à la base de potelet sont :

$$N_u = 100.99 \text{ KN} \quad \text{À l'ELU sous } 1.35G + 1.5S + 1.3P$$

$$N_s = 72.84 \text{ KN} \quad \text{À l'ELS sous } G + S + 0.87P$$

Les potelets sont des IPE400 pour cela la platine à la base est prise (60 × 40) cm²

$$\text{Donc : } h = 0.6 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 0.4 \text{ m}$$

H et B : Dimension de la semelle.

9.3.1. Dimensionnement de la semelle à la compression simple :

Les dimensionnes de la semelle sont choisit de manière qu'elles soient homothétique avec celles du pied de potelet.

$$\frac{H}{B} = \frac{h}{b} \quad \Rightarrow \quad H = 1.5B$$

On à :

$$H \times B \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad B \geq \sqrt{\frac{N_u}{1.5 \times \sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{100.99}{1.5 \times 2}} = 58.02 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour toutes les semelles :

$$\mathbf{B = 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad H = 120 \text{ cm}}$$

$$d = \max\left(\frac{80 - 40}{4} ; \frac{120 - 60}{4}\right) \Rightarrow d = 15 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

$$l_1 = D - h_t = 2 - 0.2 \Rightarrow l_1 = 180 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de poids propre de la semelle et l'amorce de potelet:**

$$P = [(H \times B \times h_t) + (h \times b \times l_1)] \times \rho_b = 15.6 \text{ KN}$$

On ajoute le poids propre de la semelle ainsi que l'amorce de potelet et en calcul les sollicitations à la base de la semelle sont :

$$N_u = 100.99 + (1.35 \times 15.6) = 122.05 \text{ KN} \text{ À l'ELU}$$

$$N_s = 72.84 + 15.6 = 88.44 \text{ KN} \text{ À l'ELS}$$

9.3.2. Calcul des armatures de la semelle :

a) - à l'ELU :

$$\text{sens H} \rightarrow A_s = \frac{N_u(H - h)}{8 \times d \times f_{st}} \Rightarrow A_s = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{sens B} \rightarrow A_s = \frac{N_u(B - b)}{8 \times d \times f_{st}} \Rightarrow A_s = 1.17 \text{ cm}^2$$

b) - à l'ELS :

$$\text{sens H} \rightarrow A_s = \frac{N_s(H - h)}{8 \times d \times f_{st}} \Rightarrow A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{sens B} \rightarrow A_s = \frac{N_s(B - b)}{8 \times d \times f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.85 \text{ cm}^2$$

c)- **La condition de non fragilité :**

$$\text{sens H} \rightarrow A_{\min}^H = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_t \Rightarrow A_{\min}^H = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{sens B} \rightarrow A_{\min}^B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_t \Rightarrow A_{\min}^B = 1.93 \text{ cm}^2$$

d)- **La disposition constructive :**

➤ Suivant le sens H on a :

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 30 \text{ cm}$$

➤ Suivant le sens B on a :

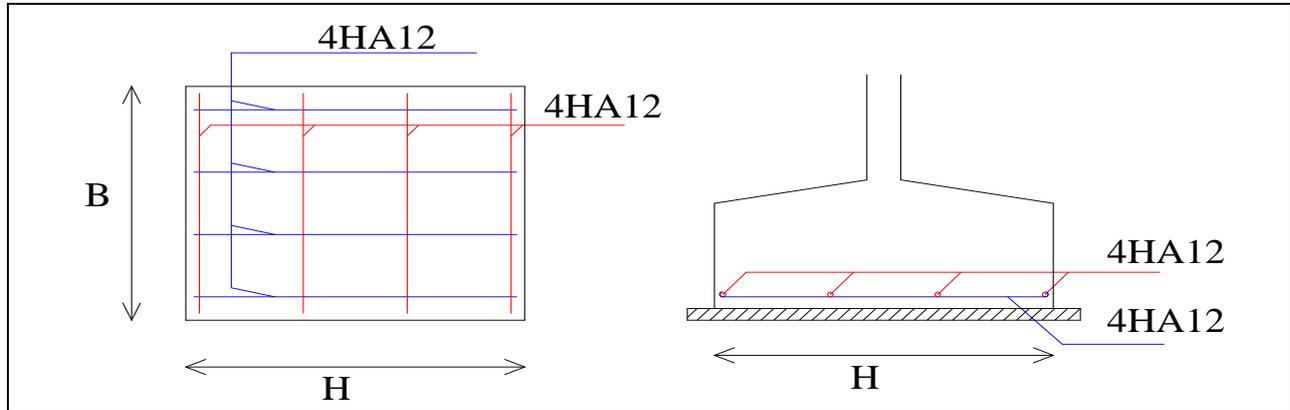
$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 20 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle avec des crochets.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau9.5. Le ferrailage choisis pour la semelle au dessous de potelet

sens	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Nombre de barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
H	1.75	2.90	4HA12	4.52	42.33	30
B	1.17	1.93	4HA12	4.52	42.33	20

**Figure9.3.** Le schéma de ferrailage de la semelle au dessous de potelet**9.4. Calcul des longrines :**

Les longrines sont des liaisons qui sont situées à l'intérieur du périmètre de la structure, elles jouent le rôle de chaînage dans les deux directions, et elles sont calculées sous un effort axial de traction comme défini dans le RPA99

9.4.1. Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25 x 30 cm²) : sites de catégorie S2 et S3

[RPA99 v 2003. Art.10.1.1.b]

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (H x B) = (35x35 cm²)

9.4.2. Ferrailage longitudinale :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale à :

[RPA99 v 2003. Art.10.1.1.b]

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : Égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisiée, donc en prend les efforts normaux du poteau le plus sollicité :

$$N_u = 495.91 \text{ KN } \text{ À l'ELU}$$

$$N_s = 338.21 \text{ KN } \text{ À l'ELS}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée donc :

$$\alpha = 12 \quad (\text{Zone sismique IIa et le site S3})$$

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \left(\frac{495.91}{12}\right) = 41.33 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_t = \left(\frac{338.21}{12} \right) = 28.18 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

On a :

$$A_s = \frac{N_t}{f_{st}}$$

Donc :

$$\text{ELU} \rightarrow A_s = \frac{41.33}{348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS} \rightarrow A_s = \frac{28.18}{201} = 1.4 \text{ cm}^2$$

➤ **La section minimale :**

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section

$$A_{\min} = 0.6\%(H \times B) = \frac{0.6}{100} (35 \times 35) = 7.35 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraille avec A_{\min} :

$$\text{Soit } \mathbf{4HA14+2HA12} \text{ avec } A_s = 6.16 + 2.26 = 8.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

La vérification à faire est comme suit :

$$A_s \geq \frac{(H \times B) \times f_{t28}}{f_e} = \frac{(35 \times 35) \times 2.1}{400}$$

$$A_s = 8.42 \text{ cm}^2 \geq 6.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

9.4.3. Vérification de la flèche :

La vérification à faire est comme suit :

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{200}$$

l : Est la plus grande portée avec $l = 6 \text{ m}$

$$q_s = \frac{N_s}{l} = \frac{338.21}{6} = 56.37 \text{ KN/ml}$$

I : Moment d'inertie de la section transversale avec :

$$I = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{5 \times 56.37 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 21000 \times 125052.08} = 0.36 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

vérifiée

9.4.4. Ferrailage transversale :

Soit un cadre et un épingle de diamètre $\varnothing 8$ dont l'espacement est inférieur au : $\min(20 \text{ cm} ; 15\varnothing)$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 0.8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

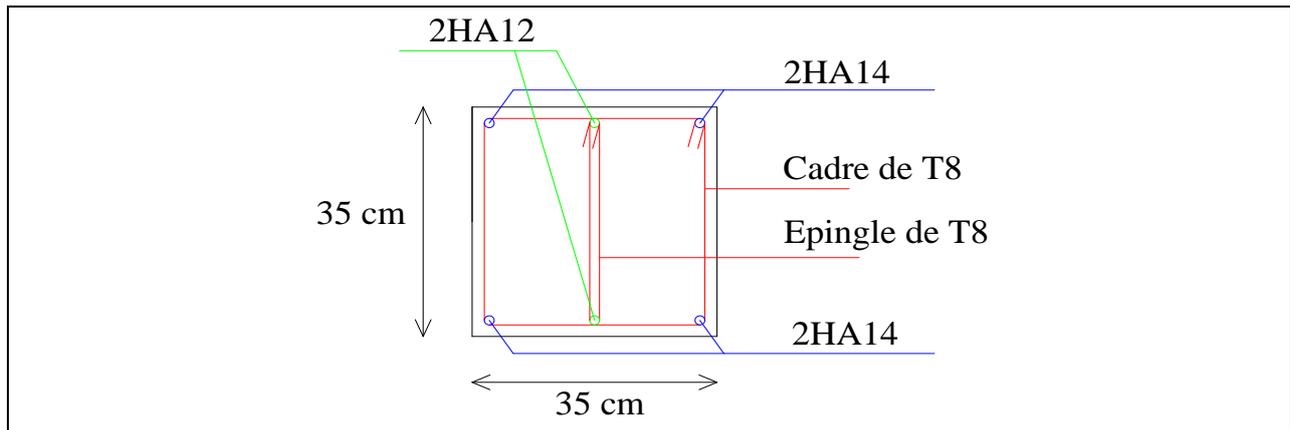


Figure9.4. Le schéma de ferrailage des longrines

Dans le sens parallèle au pignon la distance entre les poteaux est de 20 m donc on doit utiliser des socles en béton armé pour renforcer les longrines vis-à-vis de la flèche.

9.5. Calcul des fûts :

Les fondations sont ancrées à $D = 2 \text{ m}$, l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(90 \times 60) \text{ cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composée.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité par les efforts (M ; N ; T)

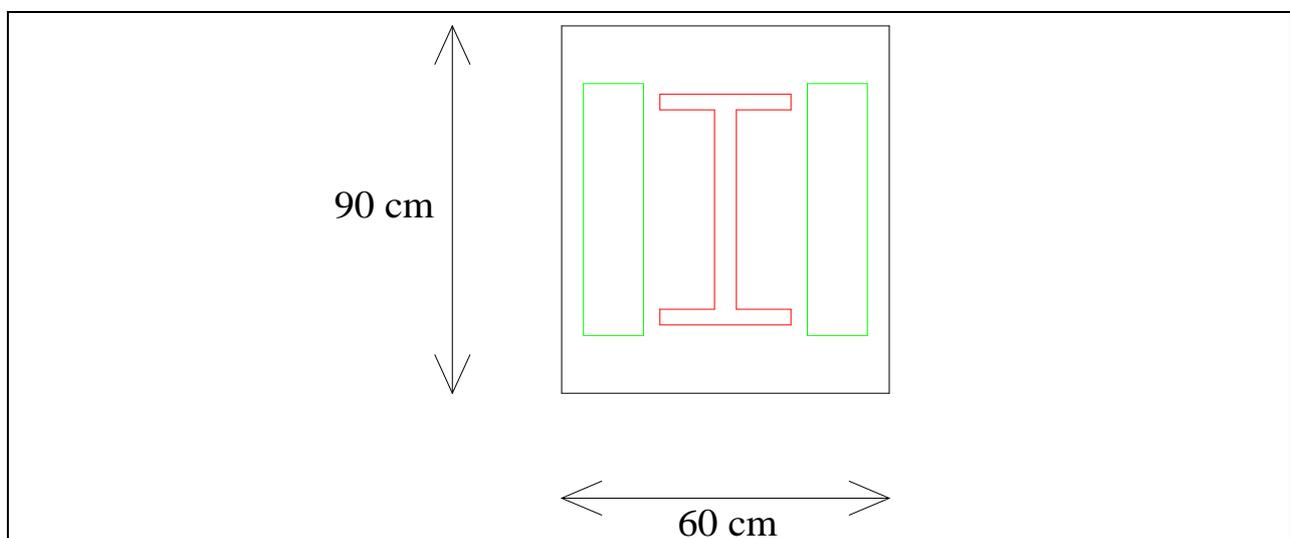


Figure9.5. La section de fût à ferrailer

On à :

$$M_u = 133.46 \text{ KN.m} ; \quad V_u = 37.80 \text{ KN} ; \quad N_u = 495.91 \text{ KN}$$

$$h = 90 \text{ cm} ; \quad d = 85 \text{ cm} ; \quad d' = 5 \text{ cm} ; \quad b = 60 \text{ cm}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{uA}

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.26 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.9}{6} = 0.15 \text{ m}$$

Donc on à une section partiellement comprimée pour cela on doit comparer les deux paramètres suivant :

$$N_u \times (d - d') - M_{uA} \dots \dots \dots (I)$$

$$((0.337 \times h) - (0.81 \times d')) \times b \times h \times f_{bu} \dots \dots \dots (II)$$

Avec :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 133.46 + 495.91 \left(0.85 - \frac{0.9}{2} \right) = 331.82 \text{ KN.m}$$

$$(I) = 495.91 \times (0.85 - 0.05) - 331.82 = 64.91 \text{ KN.m}$$

$$(II) = ((0.337 \times 0.90) - (0.81 \times 0.05)) \times 0.60 \times 0.90 \times 14.2 = 2015.15 \text{ KN.M}$$

On voit bien que $(I) < (II)$ donc : $A = 0$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{331.82 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.85^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \quad \text{donc} \quad A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.054)}) = 0.069 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.85(1 - 0.4 \times 0.069) = 0.826 \end{cases}$$

Donc :

$$A_1 = \frac{331.82 \times 10^{-3}}{0.826 \times 384} = 10.46 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = 10.46 + \left(\frac{495.91 \times 10^{-3}}{384} \times 10^4 \right) = 23.37 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 85 \times \frac{2.1}{400} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailer avec A :

Soit $12HA16 = 24.13 \text{ cm}^2$

➤ **Armateur transversale :**

Soit un cadre et une épingle de diamètre $\varnothing 8$ dont l'espacement donné par le RPA comme suit :

Dans les zones nodales $S_t \leq 10 \text{ cm}$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans les zones courantes $S_t \leq \min\left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\varnothing\right)$ avec \varnothing est le diamètre minimal des armatures longitudinales on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

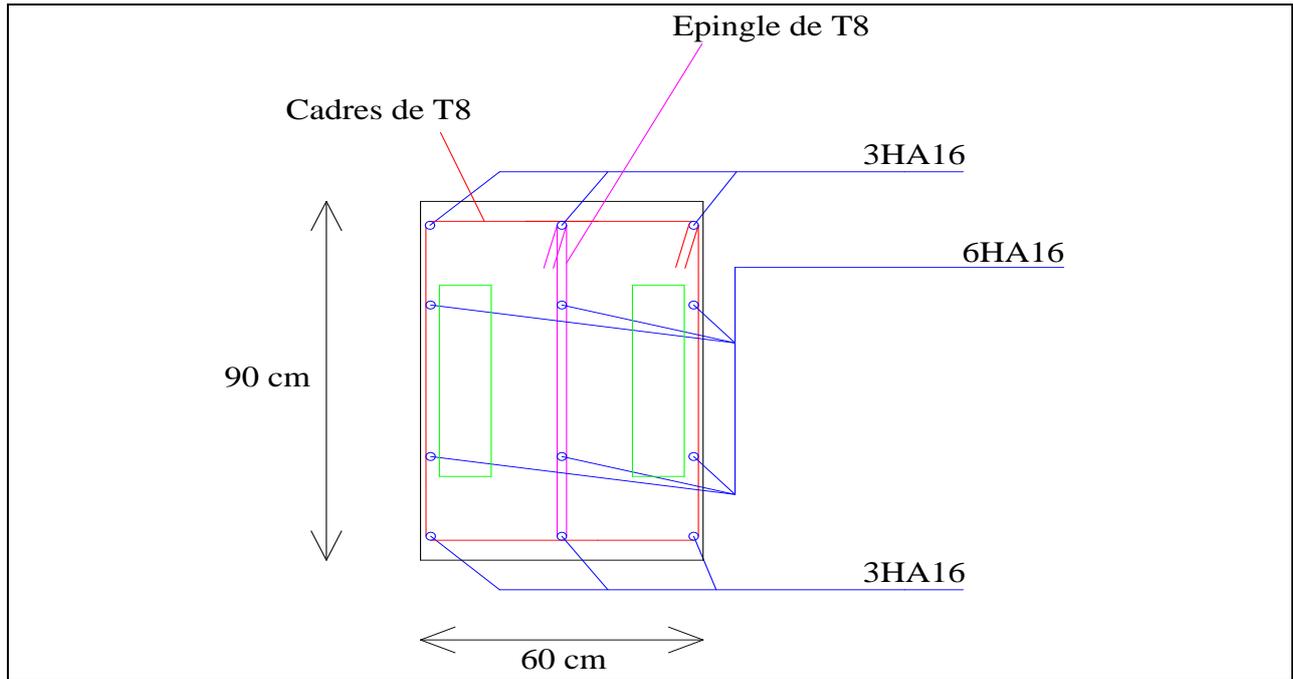


Figure9.6. Le schéma de ferrailage de fût

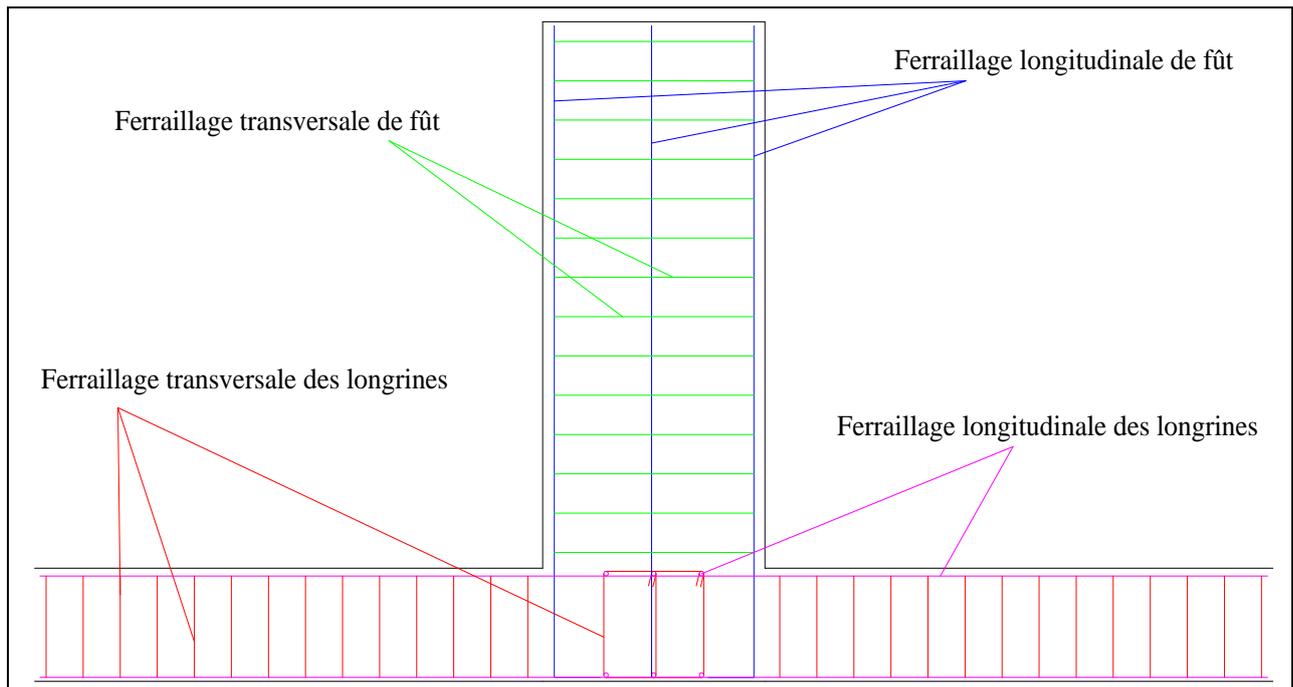


Figure9.7. La coupe verticale de fût et longrine

Chapitre 10

Vérification de la stabilité d'ensemble

10.1. Introduction	160
10.2. Vérification de la stabilité globale de la structure	160
10.2.1. Calcul de moment stabilisateur de la structure M_{St}	160
10.2.2. Calcul de M_R sous l'action de vent	160
10.2.2.1. Vent perpendiculaire sur le long pan V1	161
10.2.2.2. Vent perpendiculaire sur pignon V2	163
10.2.3. Calcul de M_R sous l'action sismique	165
10.2.4. Vérification au renversement de la structure $M_{St} \geq M_R$	165
10.3. Conclusion	165

Vérification de la stabilité d'ensemble

10.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à la vérification de la stabilité globale de la structure vis-à-vis de l'action due au vent ainsi que l'action due au séisme. Cette vérification est assurée si seulement la condition qui suit est vérifiée :

$$\sum \text{Moments résistants (Stabilisateurs)} \geq \sum \text{Moments renversants}$$

$$\sum M_{st} \geq \sum M_R$$

10.2. Vérification de la stabilité globale de la structure :

10.2.1. Calcul de moment stabilisateur de la structure (M_{st}) :

Le moment résistant est donné par cette formule :

$$M_{st} = G \times d_i$$

Où :

i : L'indication de l'axe x-x' ou y-y'

G : Poids propre de la structure

On a donc :

- Moment stabilisateur vis-à-vis de l'action de vent :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = W_i = 1793.52 \text{ KN} \quad (\text{Le poids calculé en chapitre 7}) \\ M_{st.1} \left\{ \begin{array}{l} d_x = 19.825 \text{ m} \\ d_y = 15 \text{ m} \end{array} \right. \quad (\text{CDG de la structure}) \end{array} \right.$$

- Moment stabilisateur vis-à-vis de l'action sismique :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = W_i = 2202.17 \text{ KN} \quad (\text{Le poids pris par le robot avec les charges d'exploitations}) \\ M_{st.2} \left\{ \begin{array}{l} d_x = 19.849 \text{ m} \\ d_y = 14.995 \text{ m} \end{array} \right. \quad (\text{CDG avec prise en compte des masses dynamiques globales}) \end{array} \right.$$

Tableau10.1. Les valeurs de M_{st}

	x-x'	y-y'
$M_{st.1}$ (KN.m)	26902.8	35556.53
$M_{st.2}$ (KN.m)	33021.54	43710.87

10.2.2. Calcul de M_R sous l'action de vent :

L'action de vent est décomposée en deux composantes, qui provoquent un moment de renversement de la structure, ces dernières sont :

- ✓ Une composante horizontale « F_H » d'entraînement
- ✓ Une composante verticale « F_V » de soulèvement

Cette force résultante F est donnée par :

$$F = \sum (q_p \times S_j) + \sum F_{fr}$$

Où :

q_p : La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface P en (daN/m²)

S_j : L'aire de l'élément de surface j en (m²)

F_{fr} : Les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles

Mais dans notre cas on a la force de frottement est nulle donc :

$$F = \sum (q_p \times S_j)$$

10.2.2.1. Vent perpendiculaire sur le long pan VI :

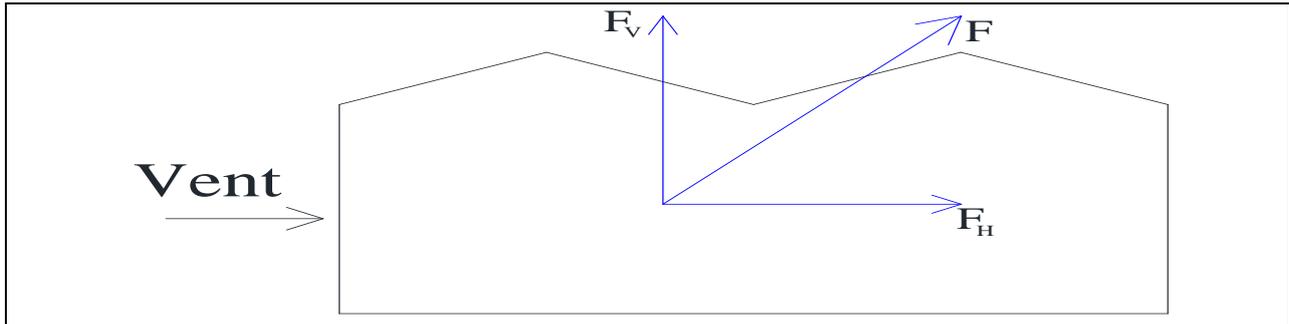


Figure10.1 Résultante totale des pressions agissant sur la structure dans le sens VI

a)- Cas étanche $C_{pi} = 0$

Tous les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit :

Tableau10.2. Les forces de vent dans le sens VI avec $C_{pi} = 0$

zone	q_p (daN/m ²)	S (m ²)	F_H (daN)	F_V (daN)	Point d'application		
					X (m)	Y (m)	Z (m)
D	57.3	409.5	23464.35	0.00	0.00	15	6.825
E	21.488	409.5	8799.34	0.00	40	15	6.825
F ₁	120.294	21.5	0.00	2586.32	1.465	3.663	13.80
F ₂	120.294	21.5	0.00	2586.32	1.465	26.338	13.80
G	85.82	44.9	0.00	3853.32	1.465	11.338	13.80
H	42.543	212.1	0.00	9023.37	3.535	15	14.30
Vers 2	73.35	300	0.00	22005	15	15	14.15
Vers 3	73.35	300	0.00	22005	25	15	14.15
Vers 4	44.01	300	0.00	13203	35	15	14.15
			$F_H =$ 32263.69	/	10.91	15	6.825
			/	$F_V =$ 75262.3	15.51	14.81	14.13

Pour le calcul des coordonnées des points d'application des résultants des F_H et F_V , on applique ces formules :

$$X_{F.H} = \frac{\sum F_{H.x_i}}{\sum F_H} \quad ; \quad Y_{F.H} = \frac{\sum F_{H.y_i}}{\sum F_H} \quad ; \quad Z_{F.H} = \frac{\sum F_{H.z_i}}{\sum F_H}$$

$$X_{F.V} = \frac{\sum F_{V.x_i}}{\sum F_V} \quad ; \quad Y_{F.V} = \frac{\sum F_{V.y_i}}{\sum F_V} \quad ; \quad Z_{F.V} = \frac{\sum F_{V.z_i}}{\sum F_V}$$

b)- Cas de la dépression intérieure $C_{pi} = -0.324$

Tous les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit :

Tableau10.3. Les forces de vent dans le sens VI avec $C_{pi} = -0.324$

zone	q_p (daN/m ²)	S (m ²)	F_H (daN)	F_V (daN)	Point d'application		
					X (m)	Y (m)	Z (m)
D	80.507	409.5	32967.61	0.00	0.00	15	6.825
E	1.719	409.5	703.93	0.00	40	15	6.825
F ₁	96.529	21.5	0.00	2075.37	1.465	3.663	13.80
F ₂	96.529	21.5	0.00	2075.37	1.465	26.338	13.80
G	62.054	44.9	0.00	2786.22	1.465	11.338	13.80
H	18.778	212.1	0.00	3982.81	3.535	15	14.30
Vers 2	49.585	300	0.00	14875.5	15	15	14.15
Vers 3	49.585	300	0.00	14875.5	25	15	14.15
Vers 4	20.245	300	0.00	6073.5	35	15	14.15
			$F_H = 33671.54$	/	0.836	15	6.825
			/	$F_V = 46744.27$	18.18	14.78	14.11

c)- Calcul de M_R :

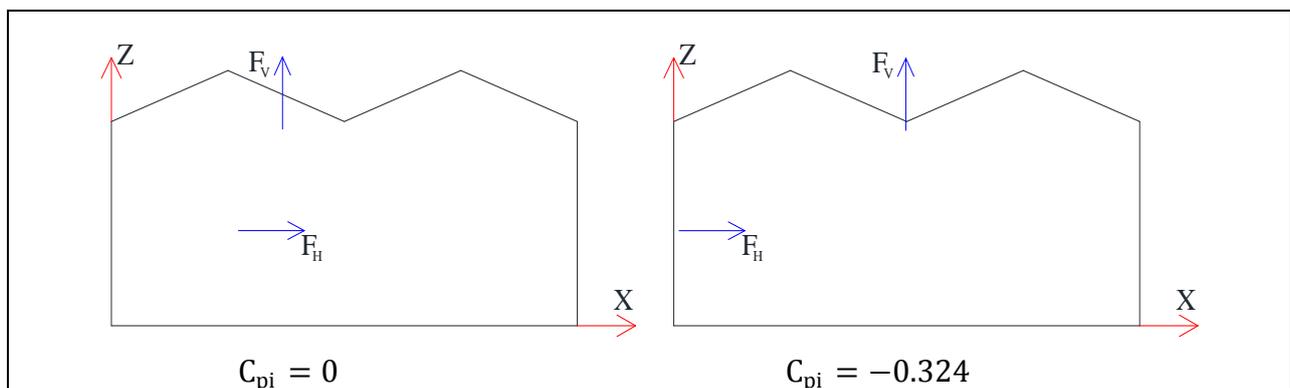


Figure10.2. Les pressions agissant sur la structure dans le sens VI

✓ Pour le $C_{pi} = 0$

$$M_R = 1.5(F_H \times 6.825 + F_V \times (40 - 15.51))$$

$$M_R = 3095060.12 \text{ daN.m} = 30950.60 \text{ KN.m}$$

✓ Pour le $C_{pi} = -0.324$

$$M_R = 1.5(F_H \times 6.825 + F_V \times (40 - 18.18))$$

$$M_R = 1874652.35 \text{ daN.m} = 18746.52 \text{ KN.m}$$

10.2.2.2. Vent perpendiculaire sur pignon V2:

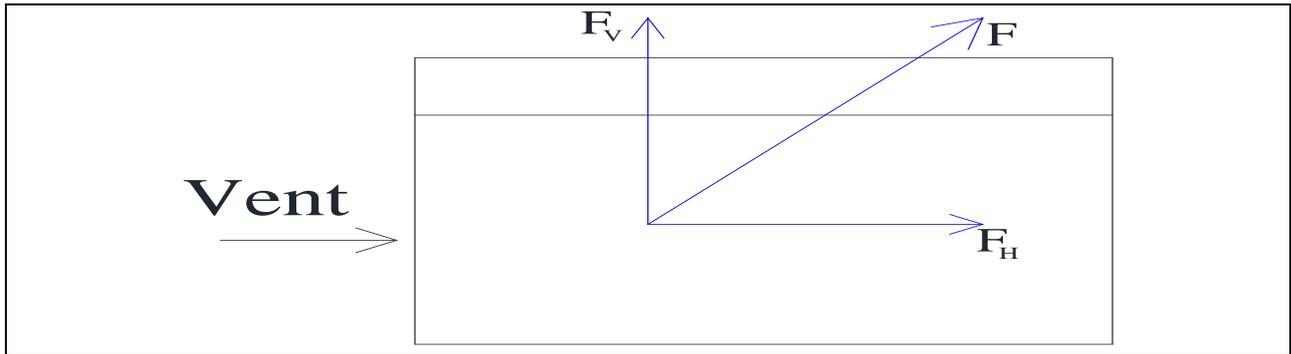


Figure10.3. Résultante totale des pressions agissant sur la structure dans le sens V2

a)- Cas étanche $C_{pi} = -0.356$

Tous les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit :

Tableau10.4. Les forces de vent dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.356$

zone	q_p (daN/m ²)	S (m ²)	F_H (daN)	F_V (daN)	Point d'application					
					X(m)				Y (m)	Z (m)
					Vers1	Vers 2	Vers 3	Vers 4		
D	82.799	586	48520.2	0.00	20				0.00	14.65
E	4.011	586	2350.4	0.00	20				30	14.65
F_{sup}	151.394	2.5	0.00	378.5	8.75	11.25	28.75	31.25	0.5	8.875
F_{inf}	139.658	2.5	0.00	349.2	1.25	18.75	21.25	38.75	0.5	8.25
G	111.785	5	0.00	558.9	5	15	25	35	1	8.75
H	18.631	40	0.00	745.3	5	15	25	35	2.5	8.5
I	11.296	250	0.00	2824	5	15	25	35	17.5	8.5
			$F_H =$ 50870.4	/	20				1.39	14.65
			/	$F_V =$ 4855.9	20				10.75	8.54

Pour le calcul des coordonnées des points d'application des résultants des F_H et F_V , on applique ces formules :

$$X_{F.H} = \frac{\sum F_H \cdot x_i}{\sum F_H} \quad ; \quad Y_{F.H} = \frac{\sum F_H \cdot y_i}{\sum F_H} \quad ; \quad Z_{F.H} = \frac{\sum F_H \cdot z_i}{\sum F_H}$$

$$X_{F.V} = \frac{\sum F_V \cdot x_i}{\sum F_V} \quad ; \quad Y_{F.V} = \frac{\sum F_V \cdot y_i}{\sum F_V} \quad ; \quad Z_{F.V} = \frac{\sum F_V \cdot z_i}{\sum F_V}$$

b)- Cas de la dépression intérieure $C_{pi} = 0.8$

Tous les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit :

Tableau10.5. Les forces de vent dans le sens V2 avec $C_{pi} = 0.8$

zone	q_p (daN/m ²)	S (m ²)	F_H (daN)	F_V (daN)	Point d'application					
					X(m)				Y (m)	Z (m)
					Vers1	Vers 2	Vers 3	Vers 4		
D	0.00	586	0.00	0.00	20				0	14.65
E	78.787	586	46169.18	0.00	20				30	14.65
F_{sup}	236.187	2.5	0.00	590.47	8.75	11.25	28.75	31.25	0.5	8.875
F_{inf}	224.451	2.5	0.00	561.13	1.25	18.75	21.25	38.75	0.5	8.25
G	196.578	5	0.00	982.89	5	15	25	35	1	8.75
H	103.424	40	0.00	4136.96	5	15	25	35	2.5	8.5
I	96.089	250	0.00	24022.25	5	15	25	35	17.5	8.5
			$F_H =$ 46169.18	/	20				30	14.65
			/	$F_V =$ 30293.7	20				14.27	8.51

Les deux forces F_H et F_V sont calculées pour un seul versent, donc à la fin on doit les multipliées par quatre car la structure contient quatre versant.

c)- Calcul de M_R :

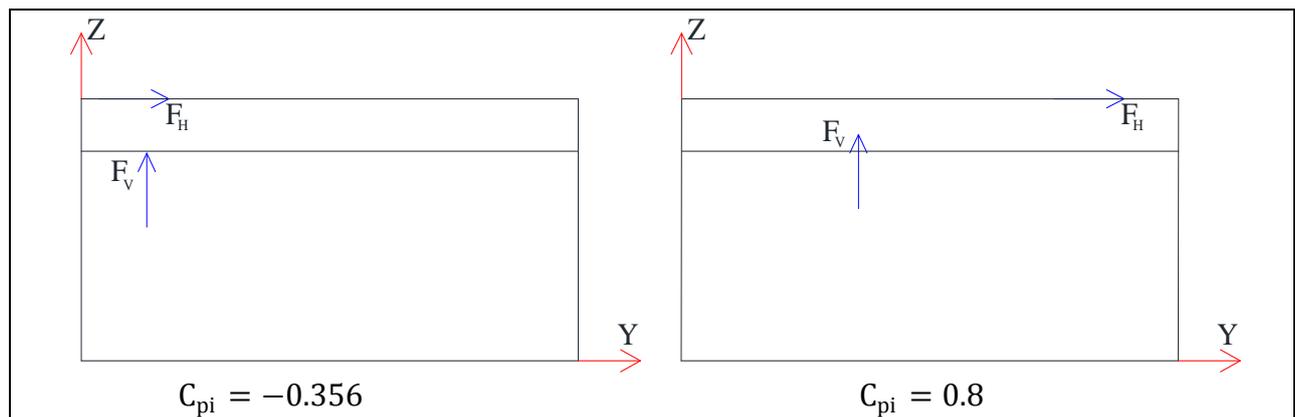


Figure10.4. Les pressions agissant sur la structure dans le sens V2

✓ Pour le $C_{pi} = -0.356$

$$M_R = 1.5(F_H \times 14.65 + F_V \times (30 - 10.75))$$

$$M_R = 1258091.15 \text{ daN.m} = 12580.91 \text{ KN.m}$$

✓ Pour le $C_{pi} = 0.8$

$$M_R = 1.5(F_H \times 14.65 + F_V \times (30 - 14.27))$$

$$M_R = 1729347.58 \text{ daN.m} = 17293.48 \text{ KN.m}$$

10.2.3. Calcul de M_R sous l'action sismique :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculée par rapport au niveau de contact sous fondation.

➤ **Réaction à la base :**

Tableau10.6. Les réactions à la base due aux effets sismique

Le mode	réactions					
	F_x	F_y	F_z	$M_{xx'}$	$M_{yy'}$	$M_{zz'}$
CQC	184.70	0.00	1387.64	-0.03	1352.08	0.00

CQC : combinaison quadratique complète

$$M_{R/x} = M_x + F_z \times Y_G = 20807.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/y} = M_y + F_z \times X_G = 28895.35 \text{ KN.m}$$

Avec :

$X_G = 19.849 \text{ m}$; $Y_G = 14.995 \text{ m}$: Coordonnées de centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales (Réf : note de calcul complète robot).

10.2.4. Vérification au renversement de la structure ($M_{st} \geq M_R$) :

La vérification sous les deux actions est résumée dans ce tableau :

Tableau10.7. Les résultats de la vérification dans les deux sens $x-x'$ et $y-y'$

		C_{pi}	M_R (KN.m)		M_{st} (KN.m)		observation
			$/x-x'$	$/y-y'$	$/x-x'$	$/y-y'$	
Cas de vent	Vent sur long pan	0	/	30950.60	/	35556.53	vérifiée
		-0.324	/	18746.52	/	35556.53	
	Vent sur pignon	-0.356	12580.91	/	26902.8	/	vérifiée
		0.8	17293.48	/			
Cas de séisme			20807.63	28895.35	0.8. M_{st}		vérifiée
					26417.23	34968.70	

10.3. Conclusion :

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée, donc notre construction est stable.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul des structures à la fois pour les calculs nécessitant des logiciels (Robot structure 2013) mais surtout pour des vérifications et dimensionnements manuels des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités.

A travers ce mémoire, on a réussi à faire toutes les phases de conception, calcul et dimensionnement d'une structure métallique en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent, les charges roulantes et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou toutes parties sensibles de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs, la vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

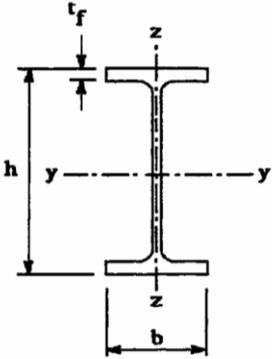
Finalement, le projet de fin d'étude nous a permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

Annexe 1 : Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Les sections en cm^2 de N armatures de diamètre Φ en mm

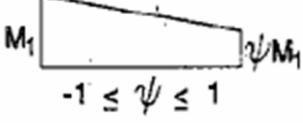
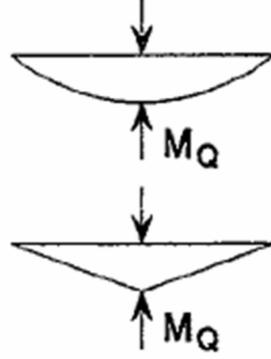
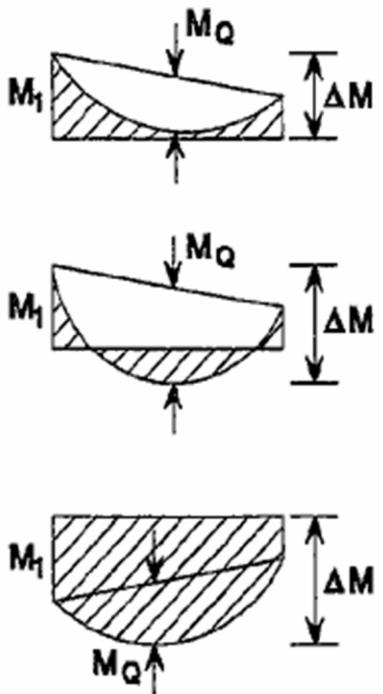
Annexe 2 : Le choix de la courbe de flambement

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d

Annexe 3 : Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 4 : Le facteur de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = MaxM \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

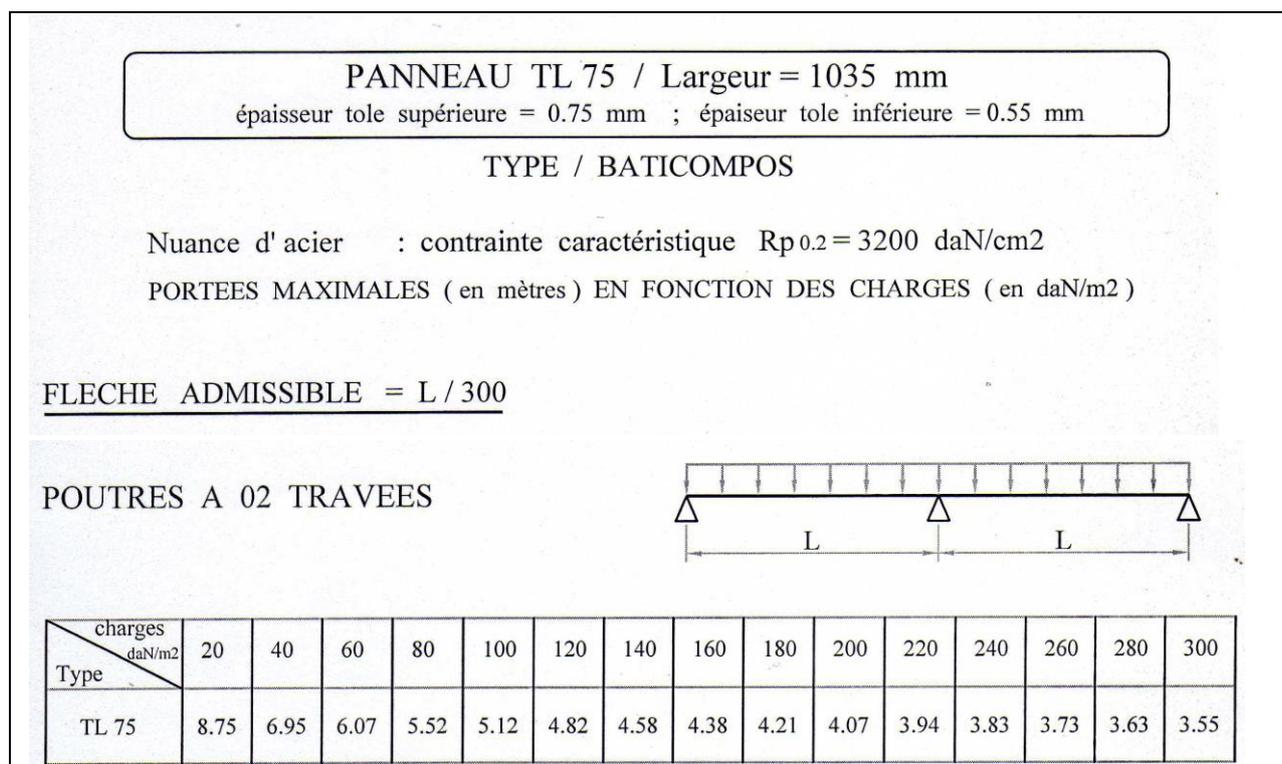
Annexe 5 : La fiche technique de panneau sandwich utiliser pour la toiture

FICHE TECHNIQUE

PANNEAU SANDWICH TOITURE (TL75)

Description

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.



Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Le poids spécifique 14.2 Kg/m²

Epaisseur de la couche de Zn : 150 g/m² pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

-Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Annexe 6 : La fiche technique de panneau sandwich utiliser pour les parois

PANNEAUX SANDWICH

PANNEAUX BARDAGE

PANNEAUX FRIGORIFIQUE

APPLICATIONS

Les panneaux sandwichs bardage & frigorifique sont utilisés pour :

- les ateliers de production.
- les entrepôts.
- les bâtiments industriels & modulaires.
- les centres commerciaux.
- les complexes sportifs.
- les ensembles scolaires et universitaires.
- les chambres froides.

ainsi que dans toute autre construction nécessitant une isolation thermique.

L'utilisation des panneaux sandwichs bardage pour les piscines et les chambres froides demande une étude particulière.

Le panneau sandwich bardage & frigorifique représente un élément autoportant remplissant simultanément les fonctions de bardage verticale et d'isolation thermique. Il associe deux parements d'acier revêtu, au moyen d'une âme en mousse polyuréthane rigide.

DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance S250, S280, S320

- Profil à nervuration de faible profondeur, de type lisse n'a pas de nervuration
- Epaisseur: 0,5mm - 0,6mm - 0,7mm - 0,75mm.

Ame isolante: Mousse polyuréthane rigide sans CFC (avec du N-Pentane)

injectée en continu entre les deux parements métalliques.

- Masse volumique: 40 kg/m³ ± 3 kg
- Conductivité thermique: 0,022 W/m. °C

Étanchéité des rives: Les panneaux bardages & frigorifiques présentent une

rive mâle et une rive femelle permettant un assemblage par emboîtement.

Les nervures mâle et femelle sont fermées par une bande adhésive. Tout les

panneaux bardages et frigorifiques sont munis sur la nervure femelle d'un

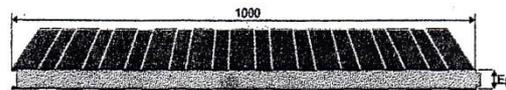
joint d'étanchéité à l'air; leurs parements prélaqués sont protégés par un film

adhésif à retirer à la pose.

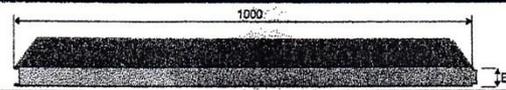
Tolérances sur panneaux:

- Sur épaisseur ± 3mm.
- sur largeur ± 3mm
- Sur longueur ± 5mm.
- sur équerage ± 5mm

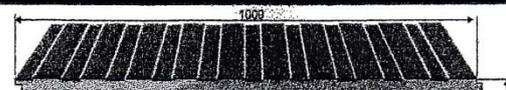
Classement de réaction au feu: M2



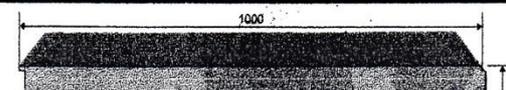
Ep. (Épaisseur) mm : 30 - 35 - 40 - 50 - 60 - 80



Ep. (Épaisseur) mm : 30 - 35 - 40 - 50 - 60 - 80



Ep. (Épaisseur) mm : 100 - 120 - 150 - 180 - 200



Ep. (Épaisseur) mm : 100 - 120 - 150 - 180 - 200

REVETEMENT:

Parement externe: -Galvanisé ou galvanisé prélaqué polyester teintes (voir nuancier)

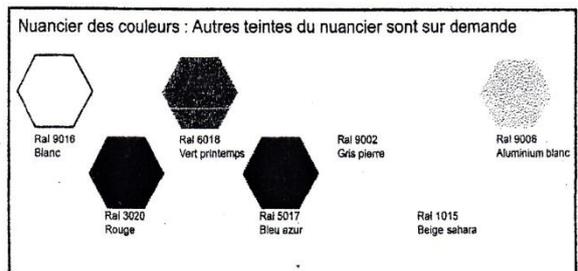
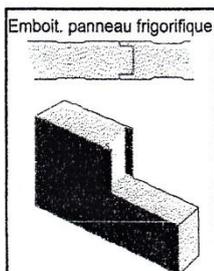
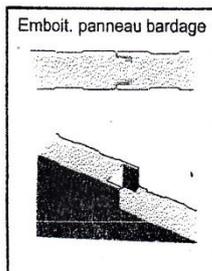
Parement interne: -Galvanisé ou galvanisé prélaqué polyester teintes (voir nuancier)

TOLES EN ACIER ÉPAISSEUR 0,5 mm

CHARGE UTILE UNIFORMEMENT REPARTIE	Épaisseur du panneau mm										Épaisseur du panneau mm												
	30	35	40	50	60	80	100	120	150	180	200	30	35	40	50	60	80	100	120	150	180	200	
	Kg/m ²	daN/m ²	Entraxe Max cm										Entraxe Max cm										
60	58	285	315	345	405	455	545	635	715	790	845	870	325	360	395	460	525	620	725	805	905	975	1035
80	78	255	285	310	360	410	490	570	640	700	740	765	295	325	355	420	475	565	655	735	805	865	920
100	98	235	260	285	335	380	450	525	590	640	670	690	270	300	330	385	435	520	605	680	740	800	855
120	117	220	245	265	310	355	420	490	550	590	610	625	255	285	310	360	410	485	565	635	685	735	775
140	137	205	225	250	295	335	395	460	520	545	555	560	240	265	290	340	385	460	535	600	640	675	700
160	156	195	215	235	280	315	375	435	490	515	525	530	230	255	275	325	370	435	510	575	605	630	650

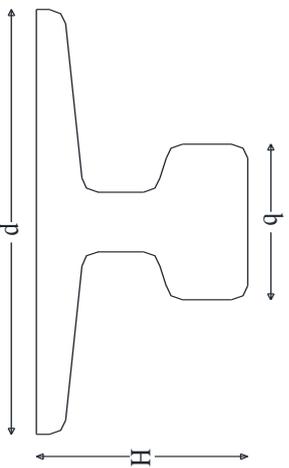
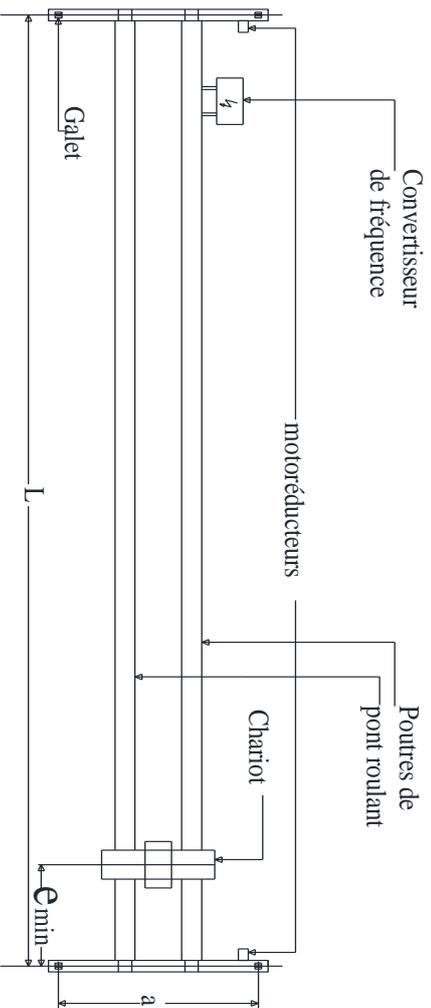
COEFFICIENT D'ISOLATION THERMIQUE

K	Épaisseur nominale du panneau mm										
	30	35	40	50	60	80	100	120	150	180	200
W/m ² K	0,64	0,56	0,50	0,40	0,34	0,26	0,21	0,18	0,14	0,12	0,11
Kcal/m ² h °C	0,57	0,49	0,44	0,35	0,30	0,23	0,18	0,15	0,12	0,10	0,09



Isoler et protéger

Pont roulant bi-poutre posé



$H=65\text{mm}$
 $b=55\text{mm}$
 $p=150\text{mm}$

la portée: $L=19\text{m}$

la distance entre galets: $a=3\text{m}$

la distance d'approche minimal: $e_{\text{min}}=0.7\text{m}$

les rails utiliser est de largeur: $b=55\text{mm}$

la masse à lever nominal: $Q_h=20\text{T}$

le poids propre de pont: $Q_{c1}=7.5\text{T}$

le poids propre de chariot: $Q_{c2}=0.85\text{T}$

la classe de pont: HC2,S4

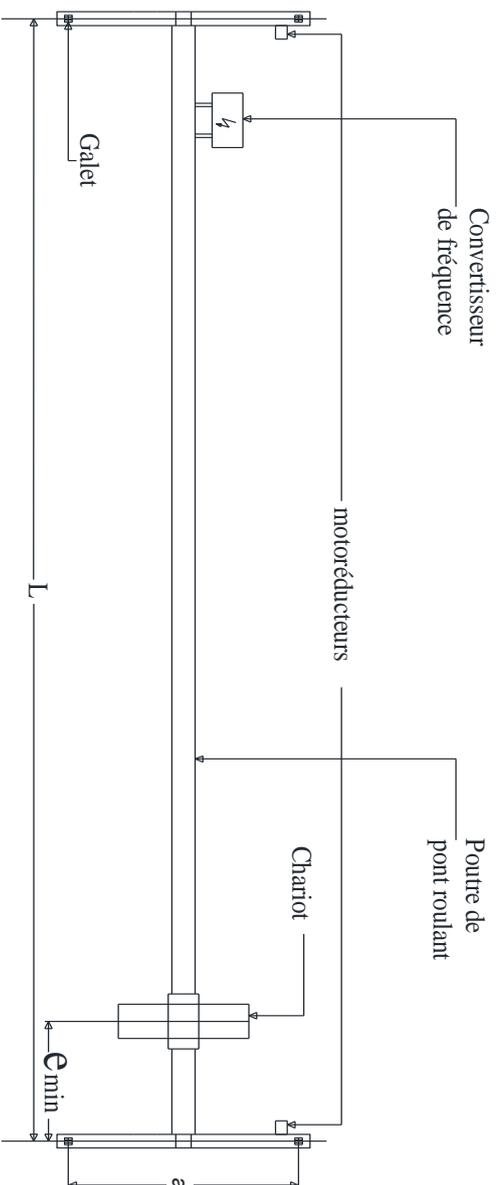
les vitesses moyennes:

levage: $V_h=6\text{m/mn}$

translation: $V_t=40\text{m/mn}$

direction: $V_d=30\text{m/mn}$

Pont roulant mono-poutre posé



la portée: $L=19\text{m}$

la distance entre galets: $a=2.5\text{m}$

la distance d'approche minimal: $e_{\text{min}}=0.5\text{m}$

les rails utiliser est de largeur: $b=45\text{mm}$

la masse à lever nominal: $Q_h=10\text{T}$

le poids propre de pont: $Q_c1=5.5\text{T}$

le poids propre de chariot: $Q_c2=0.7\text{T}$

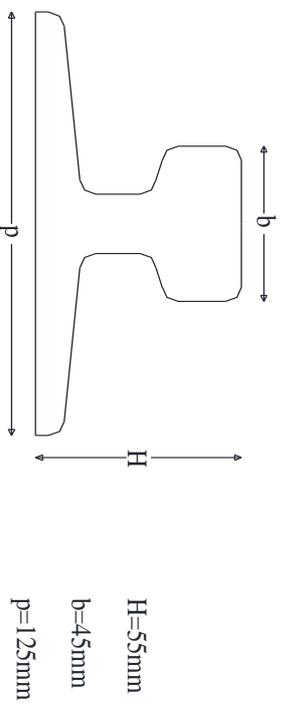
la classe de pont: HC2,S4

les vitesses moyennes:

levage: $V_h=8\text{m}/\text{mn}$

translation: $V_t=60\text{m}/\text{mn}$

direction: $V_d=30\text{m}/\text{mn}$

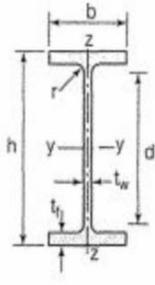


$H=55\text{mm}$

$b=45\text{mm}$

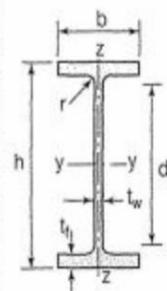
$p=125\text{mm}$

Annexe 8 : Tableau des profilés

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
	IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
	IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4
	IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-205
Tolérances : NF EN 10034

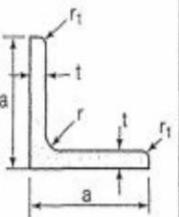


Caractéristiques de calcul

Moment d'inertie de torsion

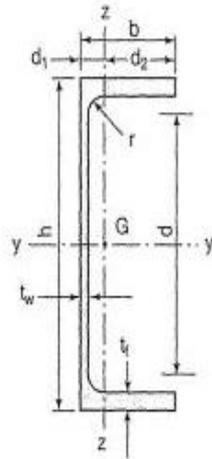
	I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

IPE (suite)

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r ₁	P	A	d	Axe yy = Axe zz		
		a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

NORMES DE RÉFÉRENCE

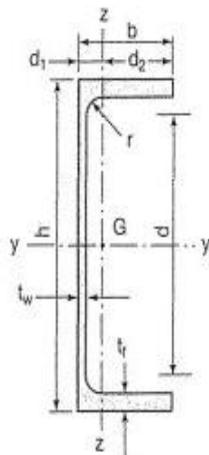
Dimensions : NF A 45-255
Tolérances : NF A 45-255



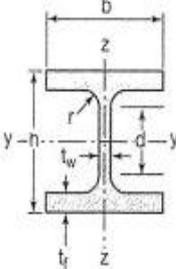
**UAP
(suite)**

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

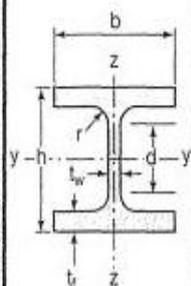


UAP	Profils	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité		
		h	b	a	e	r	h_1	P	A	d_1	$d_2 = v_y$
		h	b	t_w	t_f	r	d	P	A	d_1	$d_2 = v_z$
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
	UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28
	UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60
	UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05
	UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEB		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
	HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6
	HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1
	HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0
	HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-201
Tolérances : NF EN 10034



Caractéristiques de calcul

Moment d'inertie de torsion

	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{yz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42

HEB (suite)

Les références bibliographiques

[1] : BAEL 91, *Béton Armé aux Etats Limites*, Edition EYROLLES, troisième tirage 1997.

[2] : Cours de 1^{er} année master et 3^{ème} année Génie civil.

[3] : DTR.C- 2-47, Règlement neige et vent « RNV Version 2013 ».

[4] : DTR.B.C-2-48, *Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 Version 2003 »*, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.

[5] : DTR.B.C- 2.2, *Charges permanentes et surcharges d'exploitations*.

[6] : EUROCODE 1, *Bases de calcul et action sur les structures*.

[7] : EUROCODE 3, *Calcul des structures en acier*.

[8] : Projets de fin d'étude Universitaire.

[9] : Jean Morel, *calcul des structures métalliques selon l'Eurocode3*, Edition EYROLLES, sixième tirage 2005.

*Le Rapport De Sol
Et Les Plans
D'architecteur*