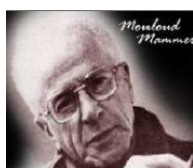


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERE DE TIZI-OUZOU



Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master 2 en Génie Civil
Option : Constructions métalliques

Thème

**Etude d'un hangar
en charpente métallique
à usage de stockage**

Réalisé par :

CHERFA Rosa

DJAOUDI Lydia

Promoteur :

Mr : BENYAH.K

Devant le membre du jury constitué de :

Mr: DAHMANI.L

Mr: BOUDJMIA

PROMOTION 2017/2018

Remerciements

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

Dieu tout puissant de nous avoir donné cette opportunité et de nous avoir aidé à arriver jusqu'au bout.

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

On adresse nos reconnaissances et nos remerciements à tous les enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation en particulier :

Notre promoteur Mr BENYAHY Karim pour son suivi et ces remarques.

*Mr DAHMANI Lahlou pour sa disponibilité et ces conseils.
Les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

Nos sincères gratitude vont vers tous ce qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mon frère (TAHER)

Mes sœurs (DJIDJI et SARAH)

Mes oncles et tantes

Mes cousins et cousines

Mon binôme et sa famille.

Mes collègues (DJAZIRA, SAADIA, DEHBIA)

Ainsi qu'à toutes les personnes qui me sont chères, que ça soit mes copines, les étudiants de ma promotion ou d'ailleurs : Ma3a, Hayet, Sabrina, Soraya, Dida, Cylia, Nadia, Yasmine, Lamia, Mounia, Yacine, Massi, Malek, Houssam.

Et tous les autres.

Lydia

Dédicaces

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail,

Je le dédie à :

*Mes très chers parents pour leur soutien et aide durant toute ma période
d'étude, que dieu les gardes.*

Tous mes frères et sœurs et ma belle-sœur

*Mes adorables **Idris** et **Maya***

*Tous amis qui m'ont toujours encouragé : Yacine, Massi, Hossam, Malek,
Samira, Radia, Fazia, Liza, Lamia, Mounia, et a toute la promo de
charpente métallique.*

Mon binôme et sa famille

*Enfin je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce modeste travail.*

Rosa

Sommaire

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage	
INTRODUCTION	02
I.1 Situation du projet :	02
I.2 Caractéristiques et données du projet :	03
I.2.1 Géométrie de l'ouvrage	03
I.2.2 Ossature et stabilité de la structure	03
I.2.3 La toiture	03
I.2.4 Les façades	04
I.2.5 Matériaux utilisés	04
a) Acier	04
b) Le béton.....	05
I.3 Règlements techniques utilisés :	05
CHAPITRE II : Etude climatique	
INTRODUCTION	06
II.1 ACTION DU VENT	06
II.1.1 Direction du vent	06
II.1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul	07
II.1.3 Détermination de la pression aérodynamique q_j	09
II.1.3.1 Calcul de la pression dynamique q_{dyn}	09
II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	11
II.1.3.2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)	11
II.1.3.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)	15
II.1.3.3 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	19
II.1.3.3.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1).....	20
II.1.3.3.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)	21
II.2 ACTION D'ENSEMBLE	
II.2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (V1)	26
a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$	26
b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:	27
c) Détermination de la force de frottement F_{fr}	28
d) Calcul de la stabilité d'ensemble.....	30
II.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan(V2) :	32
a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$	32
b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:	33
c) Détermination de la force de frottement F_{fr}	34
d) Calcul de la stabilité d'ensemble	35
II.3 ETUDE A LA NEIGE	38
II.3.1 Domaine d'application :	38
II.3.2 La charge de neige sur le sol	38

II.3.3 Coefficient de forme de la toiture :	39
II.3.4 Calcul des charges de neige sur la toiture :	39
II.3.4.1 Disposition de charge sans accumulation :	39
II.3.4.2 Disposition de charge avec accumulation :	40
CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments	
INTRODUCTION	41
III.1 Etude des pannes	41
III.1.1 Définition :	41
III.1.2 Les données :	42
III.1.3 Principe de dimensionnement :	42
III.1.4 Evaluation des charges et surcharges :	43
III.1.5 Combinaisons des charges les plus défavorables :	44
III.1.6 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :	44
III.1.7 Vérification à l'état limite de service (ELS) :	53
III.2 Etude des liernes de la toiture	54
III.2.1 Définition :	54
III.2.2 Dimensionnement des liernes :	55
III.2.3 Calcul de la section des liernes :	56
III.3 Etude de l'échantignole	56
III.3.1 Définition :	56
III.3.2 Calcul des charges revenant à l'échantignole.....	57
III.3.3 Calcul du moment de renversement :	57
III.3.4 Dimensionnement de l'échantignole :	57
III.3.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :	57
III.4 Etude des lisses de bardages	58
III.4.1 Définition :	58
III.4.2 Principe de dimensionnement :	58
III.4.3 Vérification de la lisse de long-pan :	59
III.4.4 Vérification de la lisse de pignon :	64
III.5 Etude des potelets	68
III.5.1 Définition :	68
III.5.2 Les données	68
III.5.3 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé :	69
III.5.4 Dimensionnement du potelet :	69
III.5.5 Vérification de la section à la résistance :	70
III.5.6 Vérification de l'élément aux instabilités :	71
CONCLUSION	74

CHAPITRE IV : Etude sismique

INTRODUCTION	75
IV.1 Méthode statique équivalente :	75
IV.1.1 Principe	75
IV.1.2 Calcul de la force sismique totale (V) :	76
a) Coefficient d'accélération de zone (A) :	76
b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :	76
c) Coefficient de comportement global de la structure (R) :	77
d) Facteur de qualité (Q) :	77
e) Calcul de poids de la structure (W) :	78
CONCLUSION	81

CHAPITRE V : Etude du portique

INTRODUCTION	82
V.1 Caractéristiques du portique étudié :	82
V.2 Efforts sollicitant le portique :	83
V.2.1 Charges permanentes :	83
V.2.2 Effet de la neige :	83
V.2.3 Effet du vent	83
V.3 Calcul des efforts internes :	85
V.3.1 charges verticales vers le bas	86
V.3.2 Charges verticales vers le haut	87
V.3.3 Vent horizontal :(dépression)	88
V.4 Tableaux récapitulatifs :	89
V.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb).....	90
V.5.1 Modélisation avec les imperfections :	91
V.5.2 Calcul des efforts internes additionnels :	92
V.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq} :	93
V.6 Choix de la méthode d'analyse :	93
V.7 Pré-dimensionnement de la traverse :	95
V.7.1 Vérification de la traverse a l'ELS :	96
V.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU :	97
V.8 Pré-dimensionnement du poteau :	106
V.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :	106

CHAPITRE VI : Calcul des contreventements

INTRODUCTION	111
VI.1 Dispositions des contreventements :.....	111
VI.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :	111
VI.2.1 Effort du vent sur les pignons :	112
VI.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :	112
VI.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :	115
VI.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :	115
VI.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :	117

VI.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :	121
VI.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :	122
 CHAPITRE VII : Etude des assemblages	
INTRODUCTION	123
VII.1 Calcul des assemblages par boulons :	123
VII.2 Avantages des boulons HR :	123
VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :	124
VII.3.1 La disposition constructive des boulons :	124
VII.3.2 Efforts de calcul :	124
VII.3.3 les composants de l'assemblage :	125
VII.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :	125
VII.3.5 Calcul du moment résistant :.....	126
VII.3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	126
VII.3.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :	127
VII.3.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée : ..	128
VII.3.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	129
VII.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :	131
VII.4.1 La disposition constructive des boulons :	131
VII.4.2 Efforts de calcul :	131
VII.4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage :	132
VII.4.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	132
VII.5 Calcul des bases des poteaux :	133
VII.5.1 Définition :	133
VII.5.2 Données de base :.....	135
VII.5.3 Résistance du béton à la compression :	135
VII.5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :.....	135
VII.5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise :	135
VII.5.6 Les tiges d'encrage :	139
 CONCLUSION GENERALE	145
Références bibliographiques	146
ANNEXES	147

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : *Vue d'ensemble du projet.*

Figure I.2 : *Panneau sandwichs.*

Figure I.3 : *Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).*

CHAPITRE II

Figure II.1 : *Les directions principales du vent.*

Figure II.2 : *Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique.*

Figure II.3: *La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e .*

Figure II.4 : *Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.*

Figure II.5 : *Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1*

Figure II.6 : *La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1*

Figure II.7: *Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.*

Figure II.8 : *Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.*

Figure II.9 : *La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V2*

Figure II.10 : *coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante,*

(Figure 5.14 du RNVA 2013).

Figure II.11 : *La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1*

Figure II.12 : *La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1*

Figure II.13 : *La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2*

Figure II.14 : *La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.*

Figure II.15 : *stabilité longitudinale.*

Figure II.16 : *stabilité transversale.*

Figure II.17 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Figure II.18 : Charges de neige sans redistribution par le vent.

Figure II.19 : Charges de neige.

CHAPITRE III

Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

Figure III.2: Orientation des charges sur les pannes.

Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

Figure III. 4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.

Figure III.8 : Panne de toiture en flexion.

Figure III.9 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

Figure III.10 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

Figure III.11: Déversement d'une panne de toiture.

Figure III.12 : Vérification de la flèche.

Figure III.13 : Dispositions des liernes.

Figure III.14 : Efforts dans les liernes.

Figure III.15 : Disposition de l'échantignole.

Figure III.16 : Disposition des lisses de bardages.

Figure III.17 : Disposition des lisses et les liernes sur le long-pan.

Figure III.18 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

Figure III.19 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

Figure III.20 : Efforts dans les liernes de long-pan.

Figure III.21 : Disposition des lisses et des liernes sur le pignon.

Figure III.22 : efforts dans les liernes de pignon.

Figure III.23 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

CHAPITRE V

Figure V.1 : Vue du portique en 3D.

Figure V.2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kg/ml (dépression).

Figure V.3 : Efforts internes.

Figure V.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

Figure V.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

Figure V.6 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

Figure V.7 : Imperfection géométrique.

Figure V.8 : Effort horizontal en tête du poteau.

Figure V.9 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5N.

Figure V.10 : Moments sous la charge équivalente totale.

Figure V.11 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU.

Figure V.12 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU avec prise en compte de

Figure V.13 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée. H_{eq} .

Figure V.14 : Calcul du moment au point quelconque P.

Figure V.15 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.

Figure V.16 : Moments en tête et en pied du poteau.

Figure V.17 : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.

Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons.

Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent.

Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

Figure VI.5 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Figure VI.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Figure VI.7 : Effort de traction dans la diagonale tendue.

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

Figure VII.2 : détails d'assemblage.

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

Figure VII.5 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.

Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

Figure VII.7 : Détails sur l'assemblage de faitage.

Figure VII.8 : Base des poteaux.

Figure VII.9 : pied de poteau articulé.

Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés.

Figure VII.11 : Détails sur l'assemblage.

Figure VII.12 : Dimensions actuelles de la plaque d'assise.

Figure VII.13 : assemblage de la platine.

Figure VII.14 : types de tiges d'ancrage.

Figure VII.15 : Tige d'ancrage.

Figure VII.16 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 0.

Tableau II.2 : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z.

Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_{dyn}(z_e)$.

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2).

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

Tableau II.7 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V2.

Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V2.

Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

Tableau II.16: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.

Tableau II.17 : les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone.

Tableau II.18 : Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone.

Tableau II.19 : les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.

Tableau II.20 : La force F_w résultante, cas V1.

Tableau II.21: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.

Tableau II.22 : Les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone.

Tableau II.23 : Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone.

Tableau II.24 : Les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.

Tableau II.25 : La force F_w résultante, cas V2.

CHAPITRE III

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'IPE 160.

Tableau III.2: Caractéristiques géométriques de l'IPE 180.

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de l'IPE 120.

Tableau III.5: Caractéristiques géométriques de l'IPE 270.

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités P_q .

Tableau IV.2 : Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent le plus défavorable (sens V1).

Tableau V.2 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.

Tableau V.3 : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles.

Tableau V.4 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.

Tableau V.5 : Efforts en pieds des poteaux aux l'ELU.

Tableau V.6 : Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb.

Tableau V.7 : Efforts équivalent en tête des poteaux.

Tableau V.8 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments avec prise en compte de H_{eq} .

Tableau V.9 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 360.

CHAPITRE VI

Tableau VI.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Notations

NOTATIONS

Les principales notations utilisées sont les suivantes :

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
I_{y,z}	Moment d'inertie.
i_{y,z}	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
W_{ply,z}	Module plastique de la section.
W_{ely,z}	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
M_{ply,z}	Moment résistant plastique de la section.
M_{ely,z}	Moment résistant élastique de la section.
M_{eff,z}	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
λ_{y,z}	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
χ_{y,z}	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
Ψ_s	Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
φ	Diamètre d'une armature transversale.
ν	Coefficient de poissant (nu).
μ_s	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_b	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.

λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{M_{y,z}}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{M,LT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.
f_u	Résistance limite de rupture.
V_u	Effort tranchant de calcul ultime.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
l_f	Longueur de flambement

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui sont lui appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séisme, vent extrême ...etc.).

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude d'éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

Les ossatures et les toitures en charpente métalliques sont généralement souples et constituées de barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractéristiques spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

Dans ce contexte, notre choix de projet de fin d'étude de Master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar métallique, implanté au port de Bejaia.

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION

Notre projet consiste à faire l'étude et la conception de l'ossature d'un hangar en charpente métallique de forme rectangulaire avec toiture à deux versants, couvrant une surface de 1200 m² destiné pour le stockage.

I.1 Situation du projet :

L'ouvrage sera implanté au port de Bejaia qui est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa). Site meuble (S3).

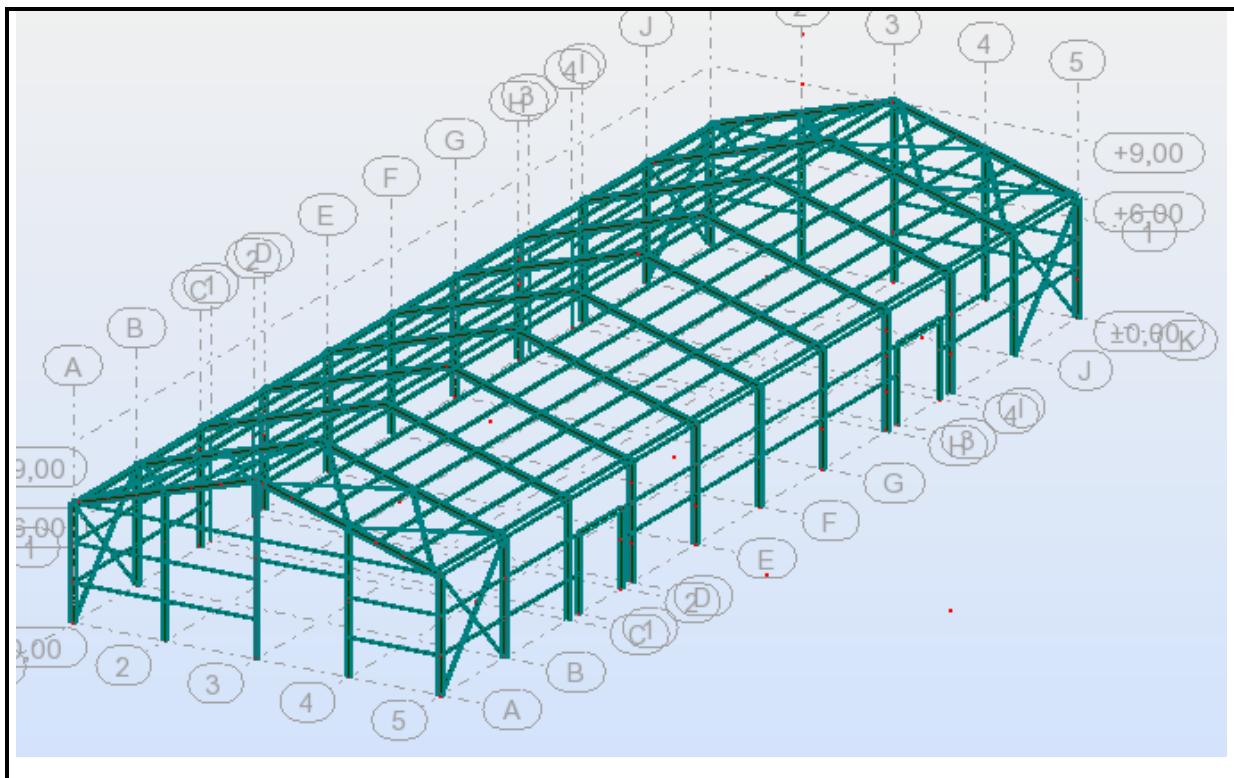


Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet.

I.2 Caractéristiques et données du projet :

I.2.1 Géométrie de l'ouvrage :

- Longueur totale = **60.00m.**
- Largeur totale = **20.00m.**
- Hauteur totale = **09.00m.**
- Hauteur des poteaux = **06.00m.**
- Hauteur de la toiture = **03.00m**
- Pente de la toiture = **16.69°**
- L'altitude de l'ouvrage : **H = 1m**

I.2.2 Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 11 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

I.2.3 La toiture :

La toiture est en charpente métallique a deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent.

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

- Le par vapeur.
- L'isolation et l'étanchéité.
- Une bonne capacité portante.
- Un gain de temps appréciable au montage.

Toute fois elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.

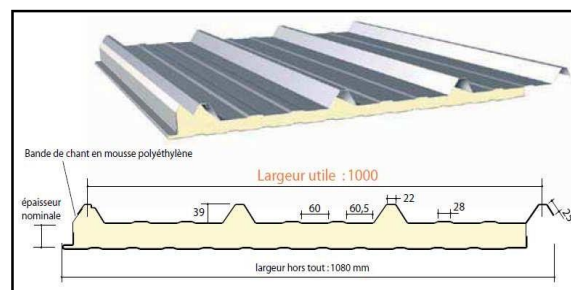


Figure I.2 : Panneau sandwich.

I.2.4 Les façades :

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

I.2.5 Matériaux utilisés :**a) Acier :**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous – sol (mines de fer et de carbone).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Ou bien volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...etc).

On parle, dans ces cas, d'acier allié.

1. Propriétés de l'acier :

- **Résistance :** Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.
- **Ductilité :** L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :
 - Le rapport $f_u/f_y > 1,2$.
 - La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$).
 - A la rupture, l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieur ou égal à 15%.

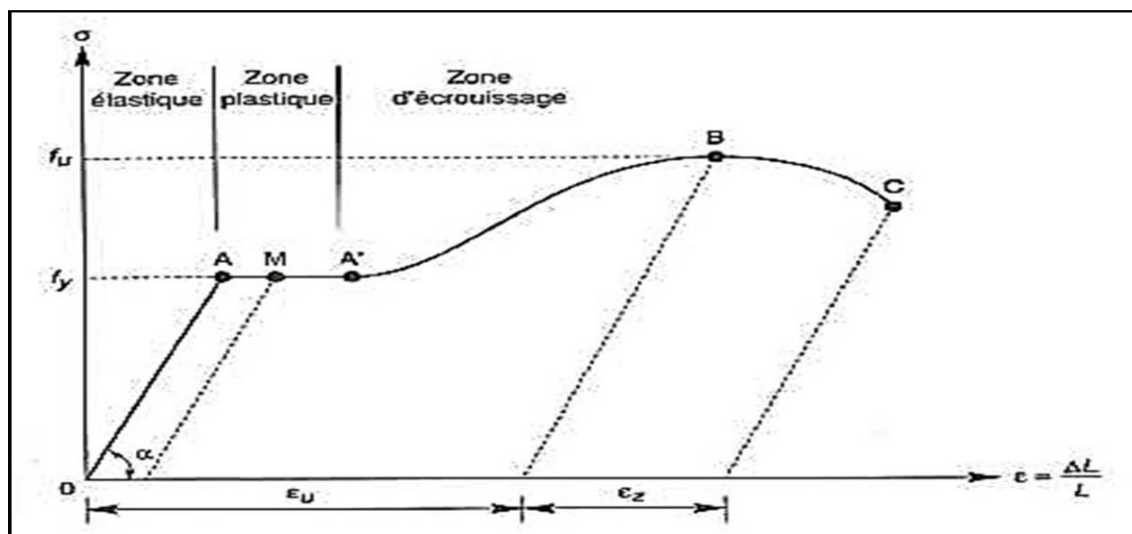


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

2. Propriétés mécaniques de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) :

- Module d'élasticité : $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement : $G = 8 \times 10^4 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique : $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

b) Le Béton :

Pour la réalisation des fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue. Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations, il a les caractéristiques suivantes :

- Masse volumique normale : $\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3$
- La résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1 \text{ MPa}$

I.3 Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✚ **DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».**
- ✚ **DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».**
- ✚ **DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/VERSION 2003 ».**
- ✚ **DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».**
- ✚ **BAEL91 : Calcul des Structures en béton.**
- ✚ **EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.**

CHAPITRE II:

Etude

climatique

Etude climatique

INTRODUCTION

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent (**RNV2013**).

II.1 ACTION DU VENT :

Tout ouvrage en construction métallique doit résister aux différents actions horizontales et verticales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent.

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

II.1.1 Direction du vent :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Notre projet est un hangar à deux versants de forme rectangulaire et symétrique. Il a les caractéristiques géométriques suivantes :

Les caractéristiques géométriques du hangar :

- La longueur $l=60$ m.
- La largeur $b= 20$ m
- La hauteur des parois vertical $h= 6$ m
- La hauteur totale $H= 9$ m.
- La hauteur de la toiture $h= 3$ m
- La pente des deux versants est égale à $\alpha=16.69^\circ$ soit 30%.

Les surfaces :

- Surface d'un pignon $(20 \times 6) + (\frac{20 \times 3}{2}) = 150 \text{ m}^2$
- Surface d'un long-pan $(60 \times 6) = 360 \text{ m}^2$
- Surface d'un versant de la toiture $(10.44 \times 60) = 626.4 \text{ m}^2$

✚ Les ouvertures :

- Un portail pour chaque pignon de dimension $(5 \times 5) \text{ m}^2$.
- Deux portes pour chaque long-pan de dimension $(4 \times 5) \text{ m}^2$.

Les deux directions principales du vent :

- (Sens V_1) : le vent perpendiculaire au pignon.
- (Sens V_2) : le vent perpendiculaire au long-pan.

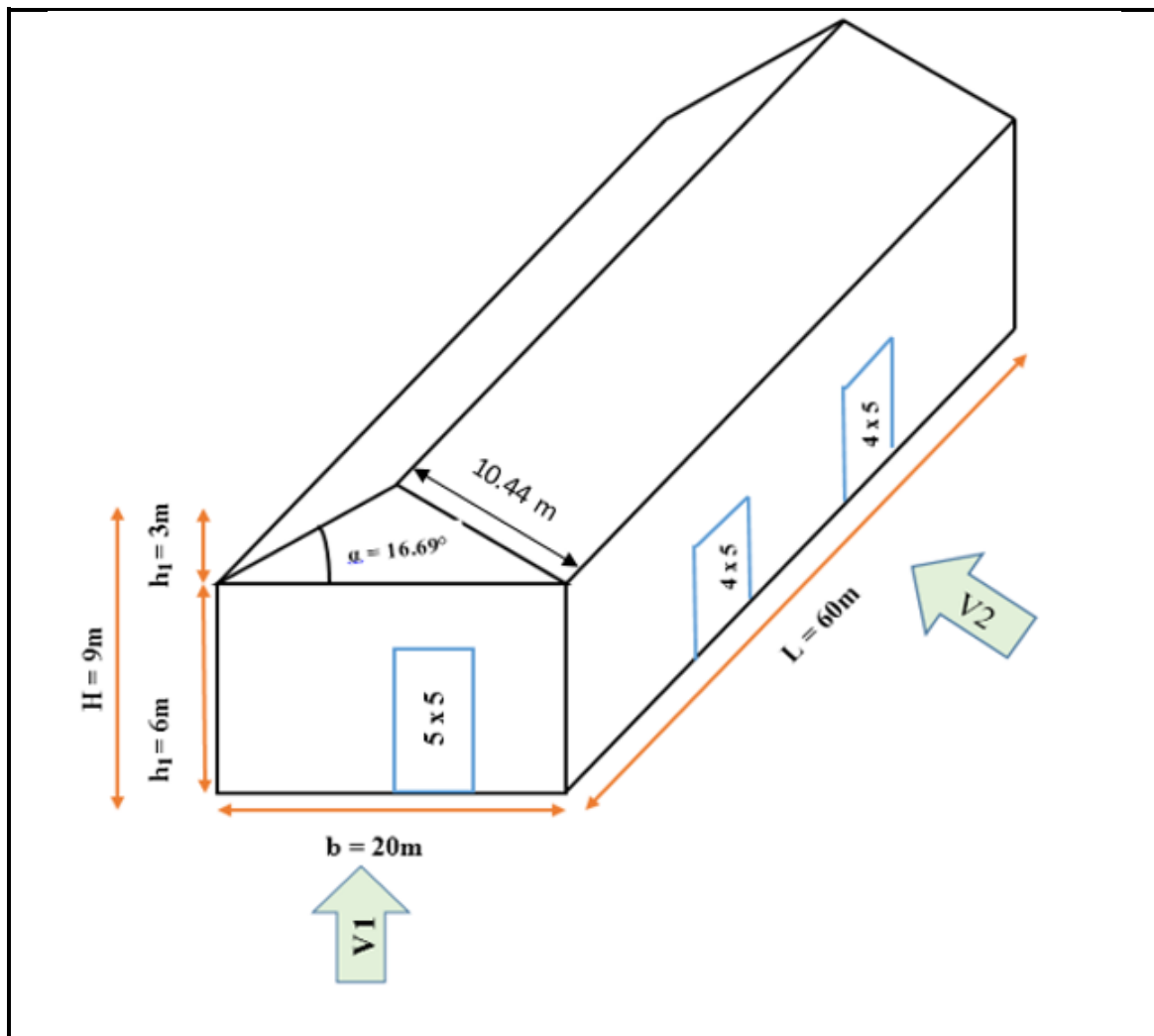


Figure II.1 : Les directions principales du vent.

II.1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :a) Effet de la région :

Le projet est situé au port de Bejaïa, et selon le RNV2013 la wilaya de Bejaia est classée en zone **I**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2 \text{ (Tableau 2.2, chapitre2 RNVA2013)}$$

b) Catégorie du terrain

Notre structure elle est implantée au bord de mer et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie 0 :

Catégorie de terrain **0** (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
0	0.156	0.003	1

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 0.

K_T : facteur de terrain

Z_0 : paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

c) Coefficient de topographie C_T

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie C_T est égal à :

$C_T=1$ (§ 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013).

d) Calcul du coefficient dynamique C_d

Le coefficient C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

C_d est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m (**$H = 9\text{m}$**).

On prend : $C_d=1$

(§ 3.2, chapitre2 RNV 2013).

On a : $C_d < 1,2$

Donc : **la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.**

II.1.3 Détermination de la pression aérodynamique q_j :

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{D'après RNVA 2013 Chap 2, Formule 2.6})$$

q_{dyn} : Pression dynamique du vent (N/m^2)

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.1.3.1 Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j pour une structure permanente est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j) \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{Chapitre 2 RNVA 2013, Formule 2.1})$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

z_j : hauteur de référence.

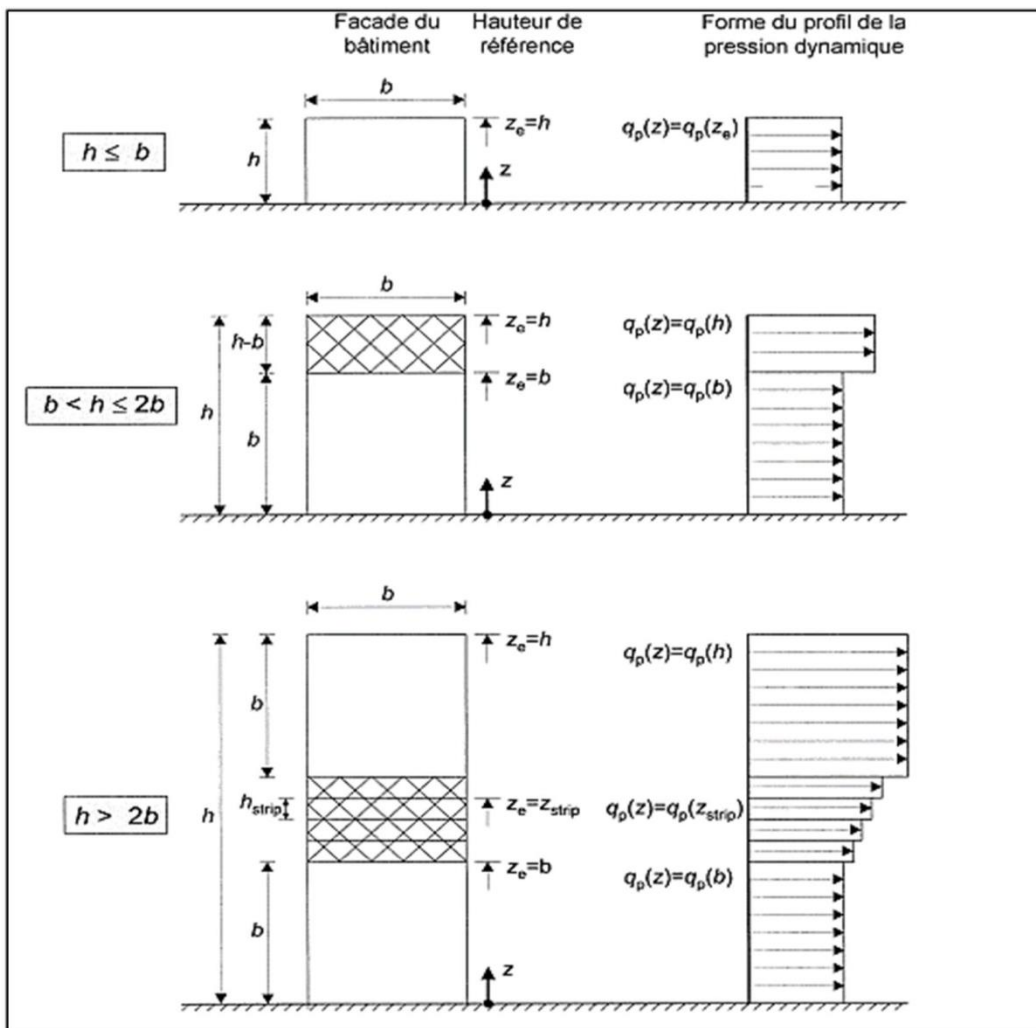


Figure II.2 : Hauteur de référence z_e et le profil correspondant de la pression dynamique.

a) Hauteur de référence Z_e :

- ✓ Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminée comme indiqué par la figure 2.1 du RNVA 2013.

Comme notre cas la hauteur des parois $h=6m$, et la largeur $b=20m \Rightarrow h \leq b$;

$$Z_e=h=6m$$

- ✓ Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap 2 article 2.3.2); Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ;

$$Z_e=H=9m$$

b) Coefficient d'exposition C_e

Dans notre cas on a un site plat ($C_T = 1$), et un terrain de catégorie 0.

Alors les valeurs des coefficients d'expositions C_e sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $Z=5m$ et $Z=10m$ tirées du (tableau 2.3, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN:

$$f(x) = 2.603 + \frac{2,983 - 2.603}{10 - 5} (6 - 5) = 2.603 + \frac{0.38}{5} (1) = 2.679$$

$$f(x) = 2.603 + \frac{2,983 - 2.603}{10 - 5} (9 - 5) = 2.603 + \frac{0.38}{5} (4) = 2.907$$

Niveau	Z(m)	Ce(z)
Parois verticales	6	2.679
Toiture	9	2.907

Tableau II.2 : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z.

Calcul de la pression dynamique de pointe :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j) \quad (N/m^2)$$

Niveau	$q_{ref}[N/m^2]$	$C_e(z)$	$q_{dyn}(z_e)[N/m^2]$
Parois verticales : (Ze= 6m)	375	2.676	1004.625
Toiture : (Ze= 9m)	375	2.907	1090.125

Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_{dyn}(z_e)$.

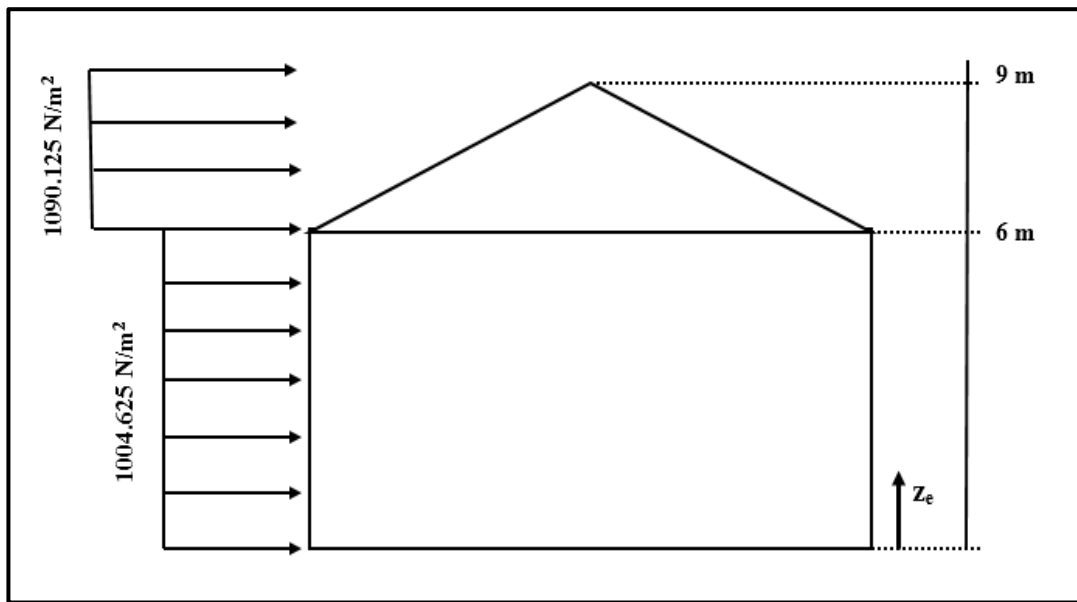


Figure II.3: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e.

II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m² auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe,1} et C_{pe,10}

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si : } S \leq 1\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) && \text{si : } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si : } S \geq 10\text{m}^2
 \end{aligned}$$

Où : S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1).

II.1.3.2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

D'après la figure 5.1 du RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

Pour le sens V1 :

$$\left. \begin{aligned}
 d &= 60 \text{ m} \\
 b &= 20 \text{ m et} \\
 h &= 9 \text{ m}
 \end{aligned} \right\} \begin{aligned}
 e &= \min [b ; 2h] \implies e = \min [20 ; 18] \implies e = 18\text{m} \\
 \text{et } d &> e \implies \frac{e}{5} = 3.6\text{m}, \quad \frac{4e}{5} = 14.4\text{m}, \quad d - e = 42\text{m}
 \end{aligned}$$

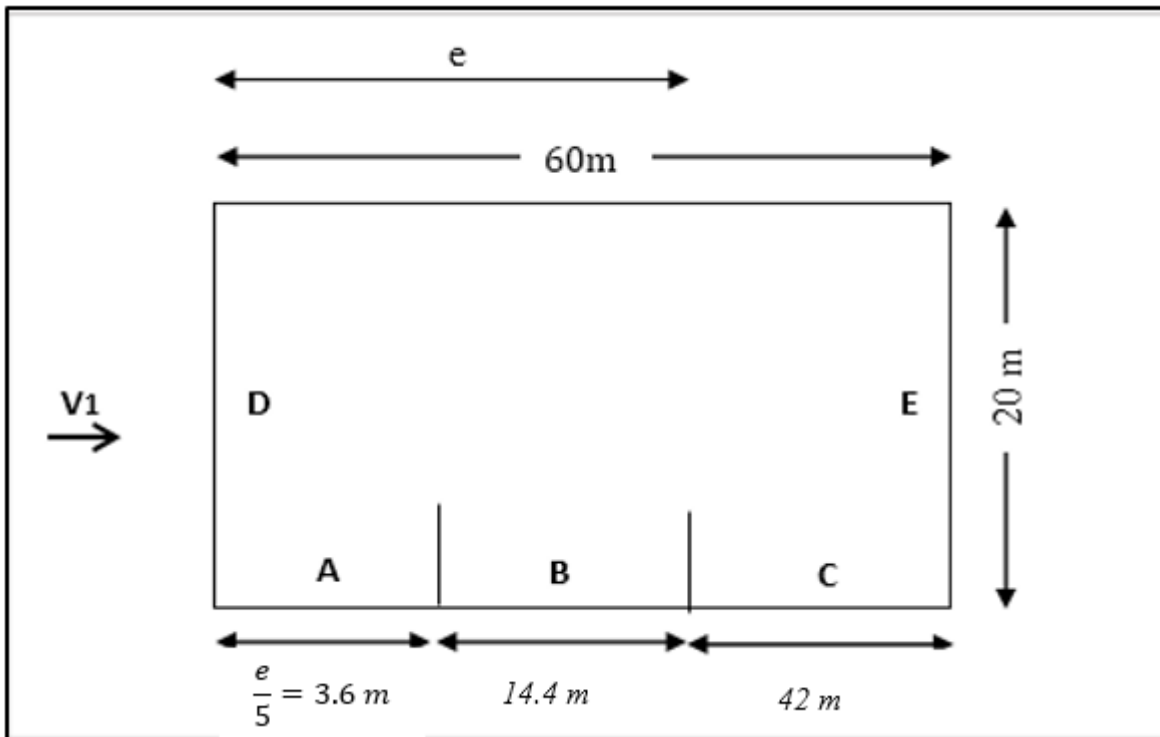


Figure II.4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m ²)	3.6 × 6 = 21.6	14.4 × 6 = 86.4	42 × 6 = 252	(20 × 6) + (3 × 10) = 150	E=D = 150

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m²).

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m²

Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

- Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

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

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

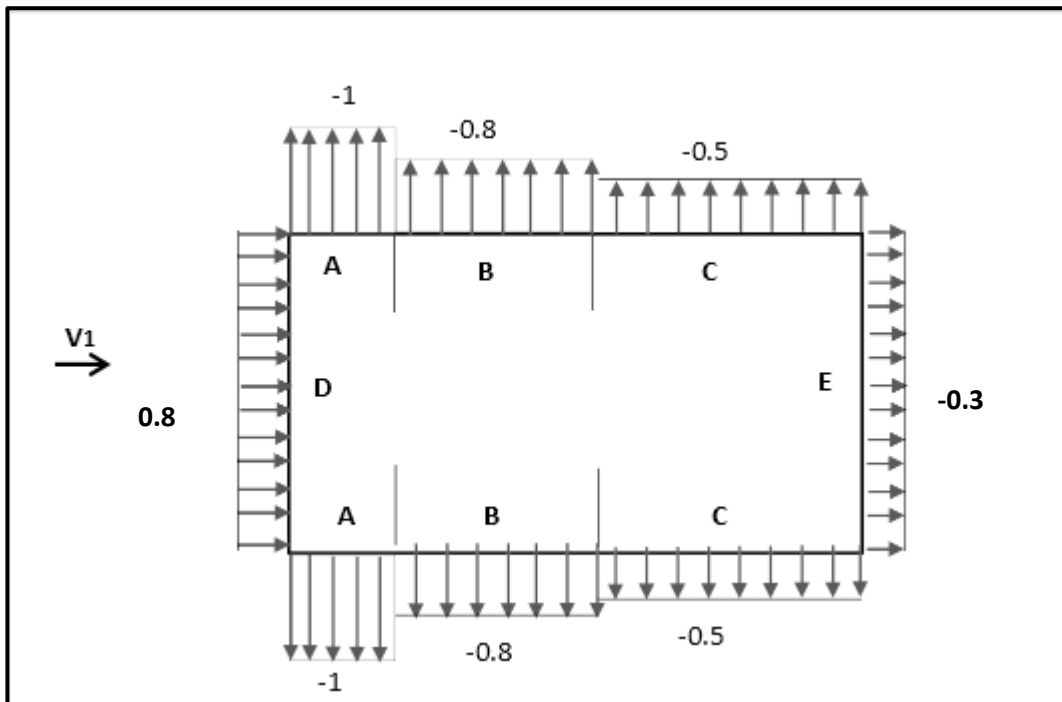


Figure II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

- Le vent est perpendiculaire au pignon (sens V1) et parallèle aux génératrices donc ; $\theta = 90^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).
- La toiture est à deux versants avec une pente de 30% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 16.69^\circ$ (comme la figure 5.4 du RNVA2013).

Pour $\theta = 90^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H et I qui sont représentées sur la figure suivante :

$$\left. \begin{array}{l} d = 60 \text{ m} \\ b = 20 \text{ m} \\ h = 9 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{et } e = \min [b ; 2h] \implies e = \min [20 ; 18] \implies \mathbf{e = 18m} \\ \text{et } \frac{e}{4} = 4.5\text{m}, \quad \frac{e}{10} = 1.8\text{m}, \quad \frac{e}{2} = 9 \text{ m} \end{array}$$

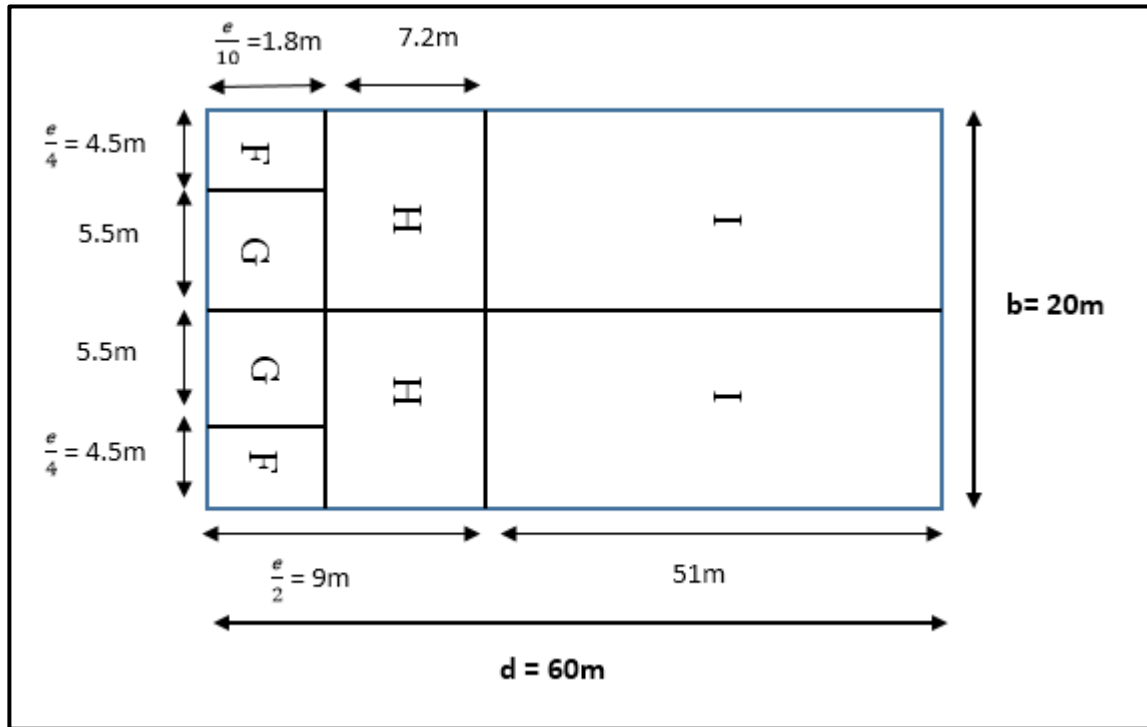


Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens VI.

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	F	G	H	I
Surface (en m ²)	1.8×4.5 = 8.1	5.5×1.8 = 9.9	7.2×10 = 72	51×10 = 510

Tableau II.6 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

On remarque que :

- Les surfaces des zones de pression F et G de la toiture sont entre 1m^2 et 10m^2 ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$) donc : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ pour chaque zone.
- Et les surfaces des zones de pression H et I sont supérieures à 10m^2 ($S \geq 10\text{m}^2$).
Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.
- Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 15^\circ$ et $\alpha = 30^\circ$ tirées du tableau (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x) - f(x_0)}{x - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

Zone F : $S = 8.1 \text{ m}^2$ ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$)

$$C_{pe,1} = -2 + \frac{-1.5 + 2}{30 - 15} (16.69 - 15) = -2 + \frac{0.5}{15} (1.69) = -1.943$$

$$C_{pe,10} = -1.3 + \frac{-1.1 + 1.3}{30 - 15} (16.69 - 15) = -1.3 + \frac{0.2}{15} (1.69) = -1.277$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) = -1.943 + (-1.277 + 1.943) \times \log_{10}(8.1) = -1.337$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1.337.$$

Zone H : $S = 72 \text{ m}^2$ ($S \geq 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0.8 + 0.6}{30 - 15} (16.69 - 15) = -0.6 + \frac{-0.2}{15} (1.69) = -0.622$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0.622.$$

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultats sont donnés comme suit :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.337	-1.314	-0.622	-0.5

Tableau II.7 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

II.1.3.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2):

a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

D'après la figure 5.1 de RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

Pour le sens V2 :

$$\left. \begin{array}{l} d = 20 \text{ m} \\ b = 60 \text{ m} \\ h = 9 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{et } e = \min [b ; 2h] \implies e = \min [60 ; 18] \implies \mathbf{e = 18 \text{ m}} \\ \text{et } d > e \implies \frac{e}{5} = 3.6 \text{ m} , \frac{4e}{5} = 14.4 \text{ m} , d - e = 2 \text{ m} \end{array}$$

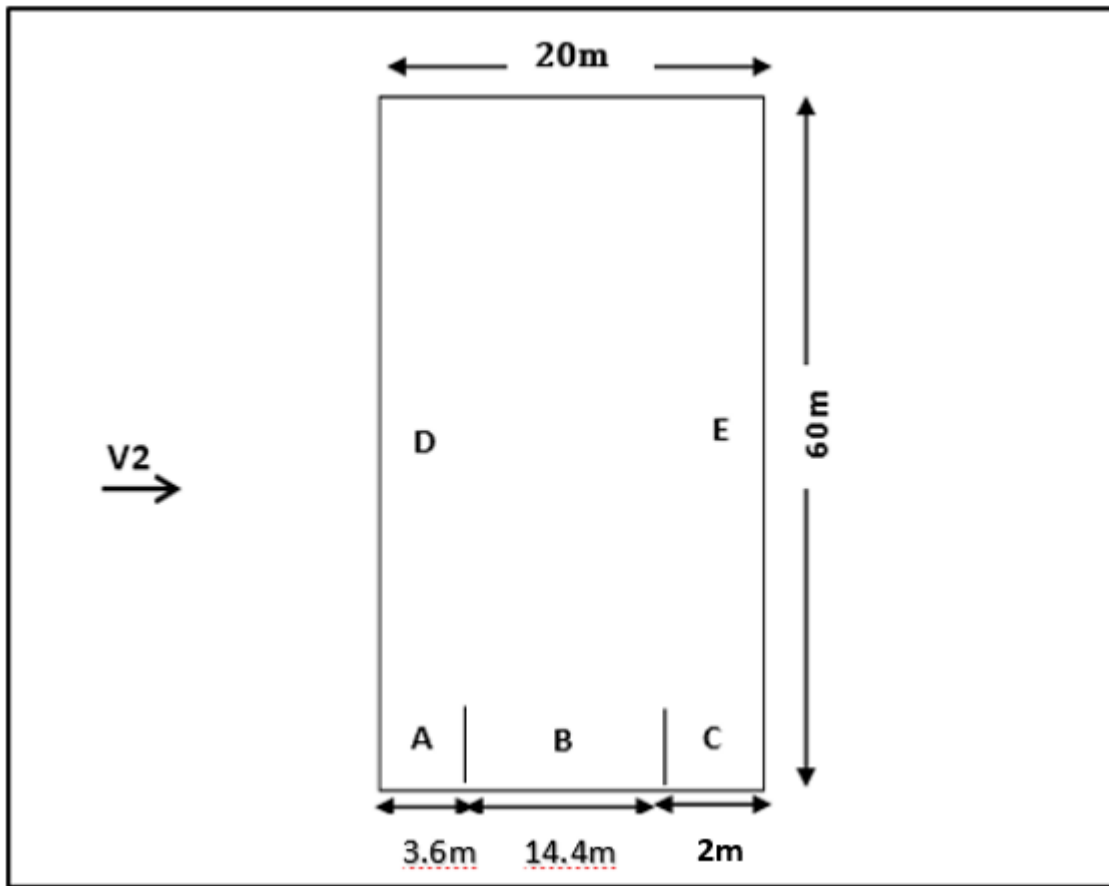


Figure II.7: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V_2 .

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m^2)	3.6×6 = 21.6	14.4×6 = 86.4	2×6 = 12	60×6 = 360	$E = D$ = 360

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V_2 .

On remarque, que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$,

Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 du RNVA 2013, on va déterminer les valeurs de C_{pe} correspondant :

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

Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2 .

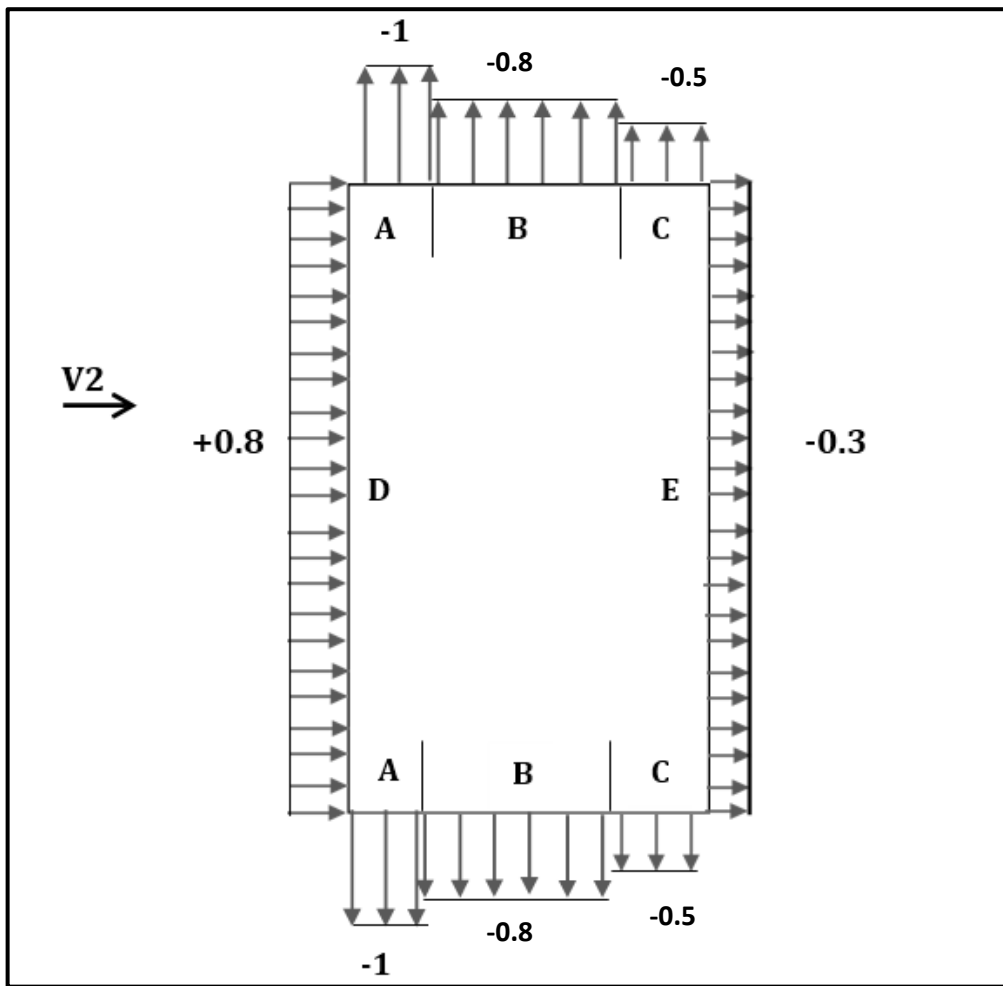


Figure II.8 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2 .

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

- Le vent est perpendiculaire au long-pan le (sens V_2) et perpendiculaire aussi aux génératrices donc :

$\theta = 0^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

- La toiture est à deux versants avec une pente de 30% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 16.69^\circ$ (figure 5.4 de RNVA2013).
- Pour $\theta = 0^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H, I et J qui sont représentées sur la figure suivante :

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} d = 20 \text{ m} \\ b = 60 \text{ m} \\ h = 9 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{et } e = \min [b ; 2h] \\ \text{et } \frac{e}{4} = 4.5\text{m} \end{array} \quad \begin{array}{l} \implies e = \min [60 ; 18] \\ \implies e = 18\text{m} \end{array}$$

$$\text{et } \frac{e}{10} = 1.8\text{m} \quad , \quad \frac{e}{2} = 9 \text{ m}$$

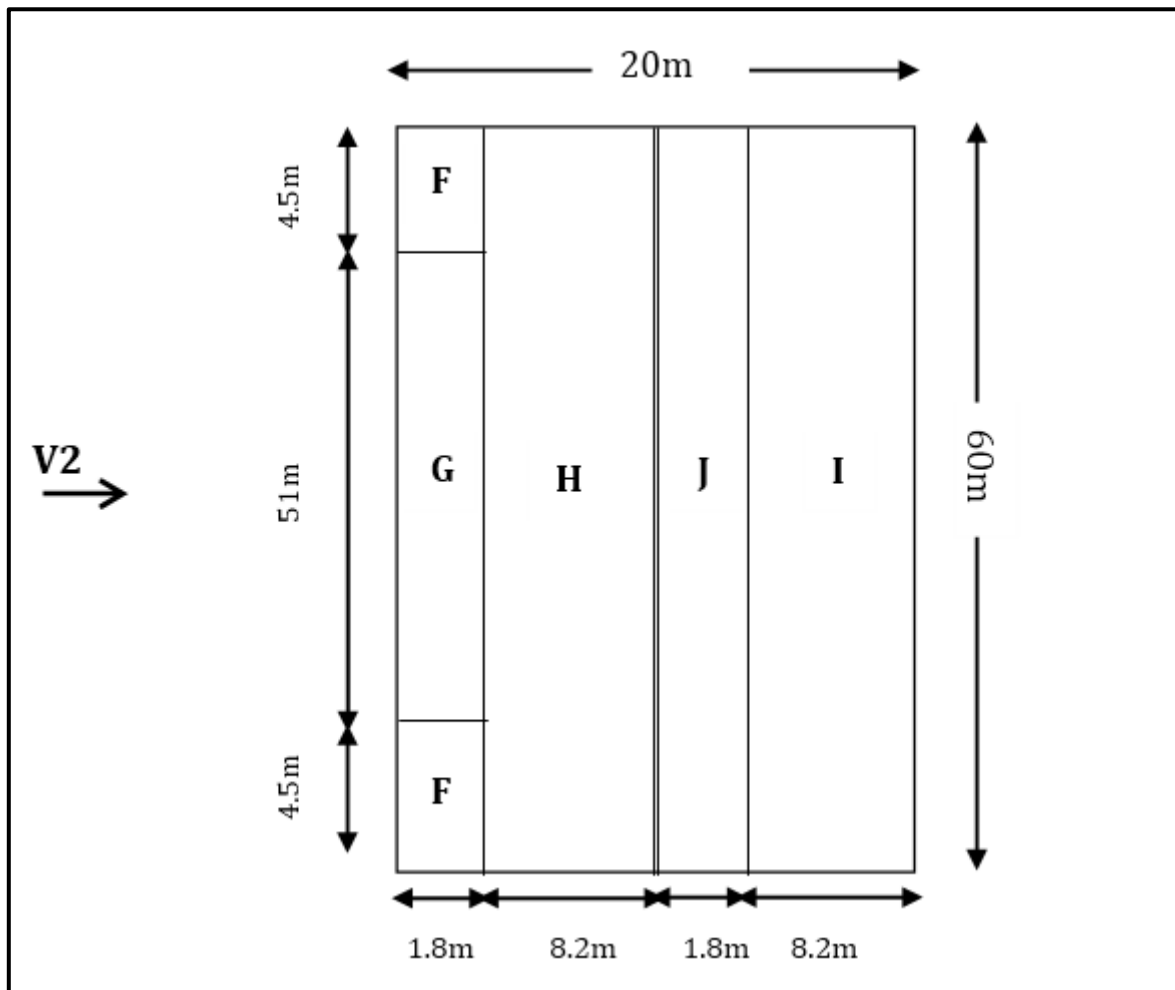


Figure II.9 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V2.

- Calcul des surfaces et des coefficients C_{pe} qui correspondent à chaque zone :

Zone	F	G	H	J	I
Surface (en m ²)	4.5 × 1.8 = 8.1	51 × 1.8 = 91.8	8.2 × 60 = 492	1.8 × 60 = 108	8.2 × 60 = 492

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V2.

On remarque que :

- La surface de zone de pression F de la toiture, elle est entre 1m² et 10m² (1m² < S < 10m²) donc : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$.
- Et les surfaces des zones de pression G, H, I et J sont supérieures à 10m² (S ≥ 10m²). Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=15^\circ$ et $\alpha=30^\circ$ tirées du (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013) ($\theta = 0^\circ$).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

Zone F: $S = 8.1 \text{ m}^2$ ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$)

$$\left[\begin{aligned} C_{pe,10} &= -0.9 + \frac{-0.5 - 0.9}{30 - 15} (16.69 - 15) = -0.9 + \frac{0.4}{15} (1.69) = -0.854 \\ C_{pe,1} &= -2 + \frac{-1.5 + 2}{30 - 15} (16.69 - 15) = -2 + \frac{0.5}{15} (1.69) = -1.943 \\ C_{pe} &= -1.943 + (-0.854 + 1.943) \times \log_{10}(8.1) = \mathbf{-0.953} \end{aligned} \right.$$

$$C_{pe,+} = +0.2 + \frac{+0.7 - 0.2}{30 - 15} (16.69 - 15) = +0.2 + \frac{0.5}{15} (1.69) = \mathbf{0.256}$$

Zone G: $S = 91.8 \text{ m}^2$ ($S \geq 10\text{m}^2$).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8 + \frac{-0.5 + 0.8}{30 - 15} (16.69 - 15) = -0.8 + \frac{+0.3}{15} (1.69) = -0.766$$

$$C_{pe,+} = +0.2 + \frac{+0.7 - 0.2}{30 - 15} (16.69 - 15) = +0.2 + \frac{+0.5}{15} (1.69) = +0.256$$

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultats sont donnés comme suit :

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	+0.256	+0.256	+0.222	-0.4	-0.943
	-0.953	-0.766	-0.288		

Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

II.1.3.3 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 du RNVA 2013. Avec : (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

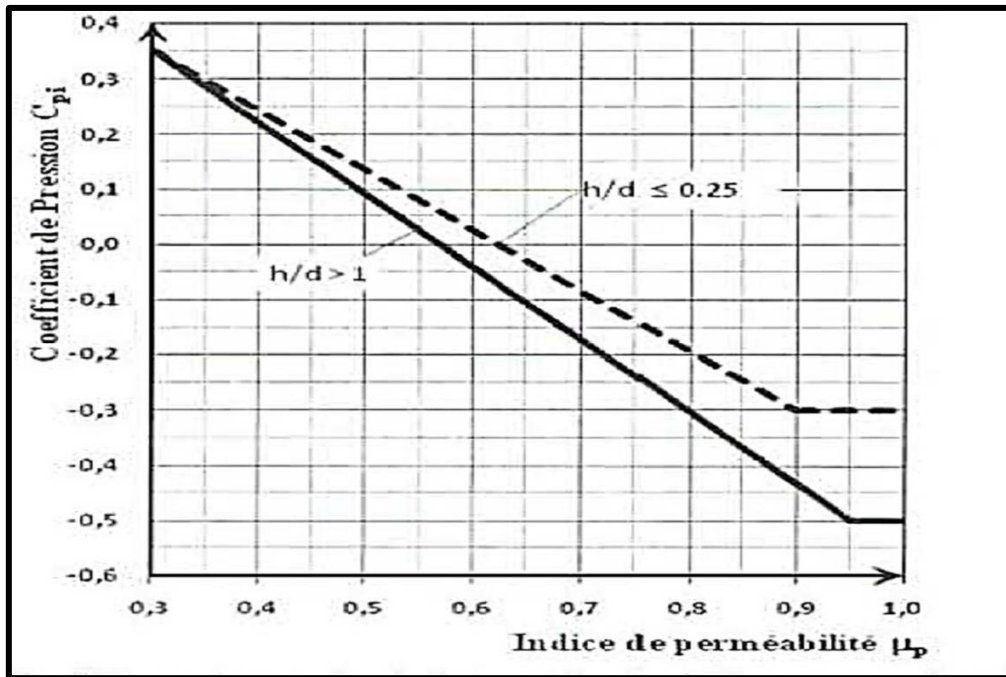


Figure II.10 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Notre hangar possède :

- { 1 portail pour chaque pignon de dimension $(5 \times 5)m^2$
- { 2 portes pour chaque long pan de dimension $(4 \times 5)m^2$

II.1.3.3.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1).

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

$$\mu_p = \frac{4(4 \times 5) + 1(5 \times 5)}{2(5 \times 5) + 4(4 \times 5)} = \frac{105}{130} = 0.80$$

$$\text{Le rapport } \frac{h}{d} = \frac{9}{60} = 0.15 \Rightarrow \frac{h}{d} \leq 0.25$$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à $(h/d \leq 0.25)$ de la figure 5.14 de RNVA 2013

Donc $C_{pi} = -0.2$

II.1.3.3.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2).

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

$$\mu_p = \frac{2(4 \times 5) + 2(5 \times 5)}{2(5 \times 5) + 4(4 \times 5)} = \frac{90}{130} = 0.7$$

Le rapport $\frac{h}{d} = \frac{9}{20} = 0.45 \implies 0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$

Le rapport $\frac{h}{d}$ est compris entre (h/d=0.25) et (h/d=1), on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la Note de figure 5.14 de RNVA2013.

C_{pi} est compris entre -0.08 et -0.175

$$C_{pi} = -0.08 + \frac{-0.175 + 0.08}{1 - 0.25} (0.7 - 0.25)$$

Donc $C_{pi} = -0.1$

✚ Calcul de la pression aérodynamique

D'après le règlement RNVA2013, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{RNVA2013 Chap 2, formule 2.6})$$

Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

a) Parois verticales

ZONE	$q_{dyn} (z_j)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j [\text{N/m}^2]$
A	1004.625	-1	-0.2	-0.8	-803.700
B	1004.625	-0.8	-0.2	-0.6	-602.775
C	1004.625	-0.5	-0.2	-0.3	-301.387
D	1004.625	+0.8	-0.2	+1.0	+1004.625
E	1004.625	-0.3	-0.2	-0.1	-100.462

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

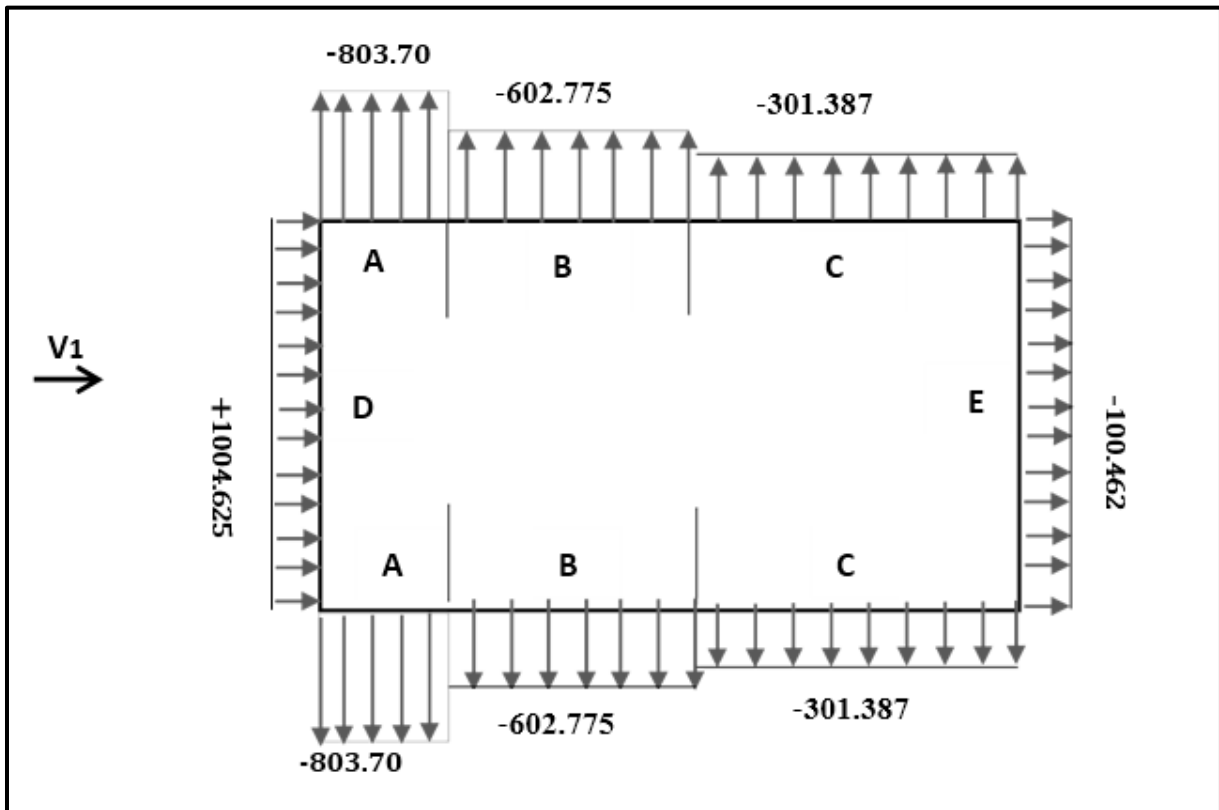


Figure II.11 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

b) Toiture :

ZONE	$q_{dyn}(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j [N/m^2]$
F	1090.125	-1.337	-0.2	-1.137	-1239.472
G	1090.125	-1.314	-0.2	-1.114	-1214.399
H	1090.125	-0.662	-0.2	-0.422	-460.032
I	1090.125	-0.500	-0.2	-0.300	-327.037

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

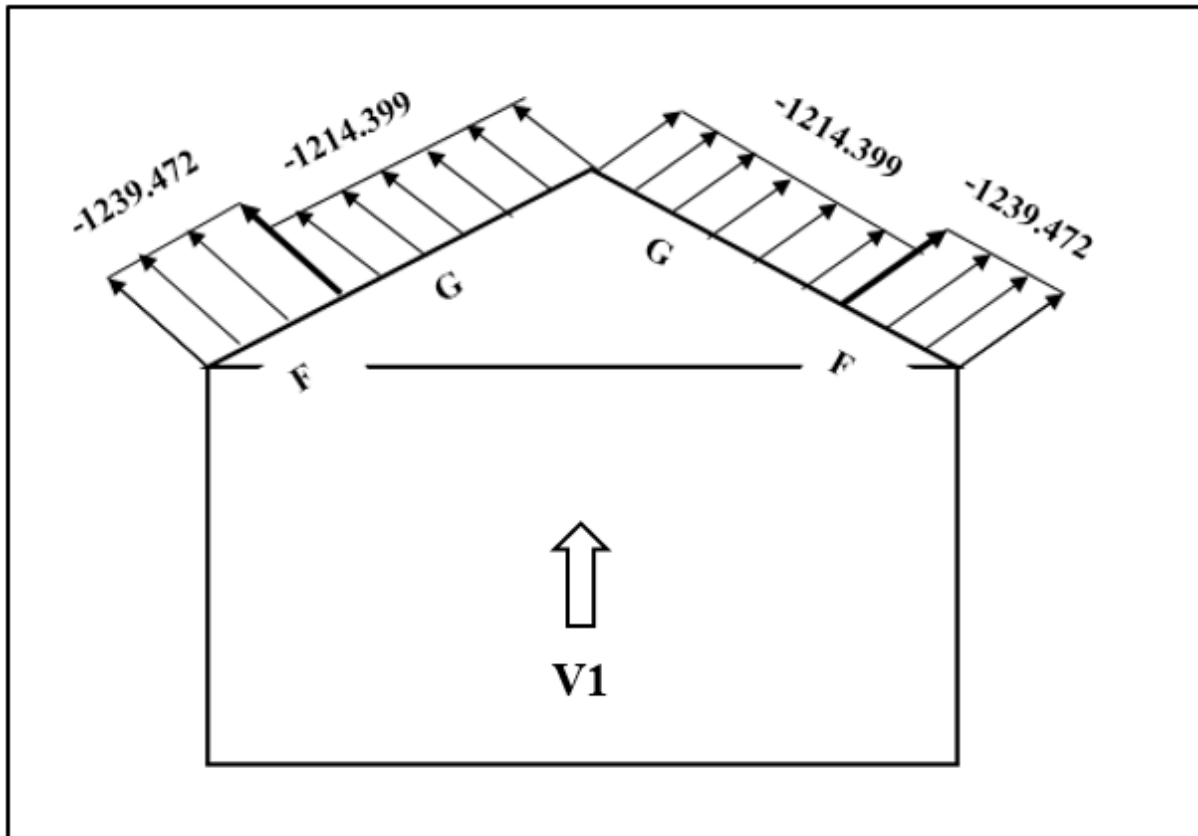


Figure II.12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Vent perpendiculaire au long-pan (sens V2) :

a) Parois verticales

ZONE	$q_{dyn}(z_j)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j [N/m^2]$
A	1004.625	-1	-0.1	-0.9	-904.162
B	1004.625	-0.8	-0.1	-0.7	-703.237
C	1004.625	-0.5	-0.1	-0.4	-401.850
D	1004.625	+0.8	-0.1	+0.9	+904.162
E	1004.625	-0.3	-0.1	-0.2	-200.925

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

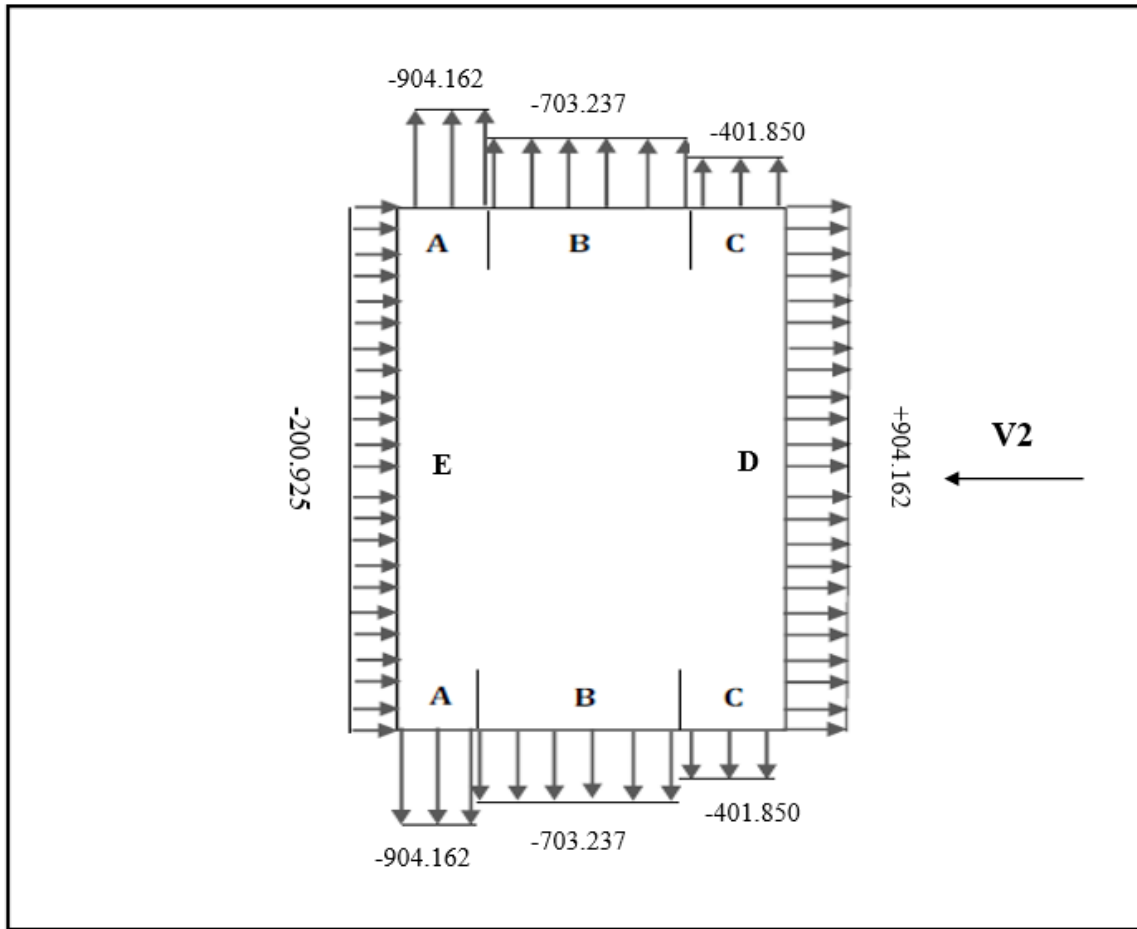


Figure II.13 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

b) Toiture :

ZONE	$q_{dyn}(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j [N/m^2]$
F	1090.125	-0.953	-0.1	-0.853	-929.876
	1090.125	+0.256	-0.1	+0.356	+388.084
G	1090.125	-0.766	-0.1	-0.666	-726.023
	1090.125	+0.256	-0.1	+0.356	+388.084
H	1090.125	-0.288	-0.1	-0.188	-204.943
	1090.125	+0.222	-0.1	+0.322	+351.020
I	1090.125	-0.400	-0.1	-0.300	-327.037
J	1090.125	-0.943	-0.1	-0.843	-918.975

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

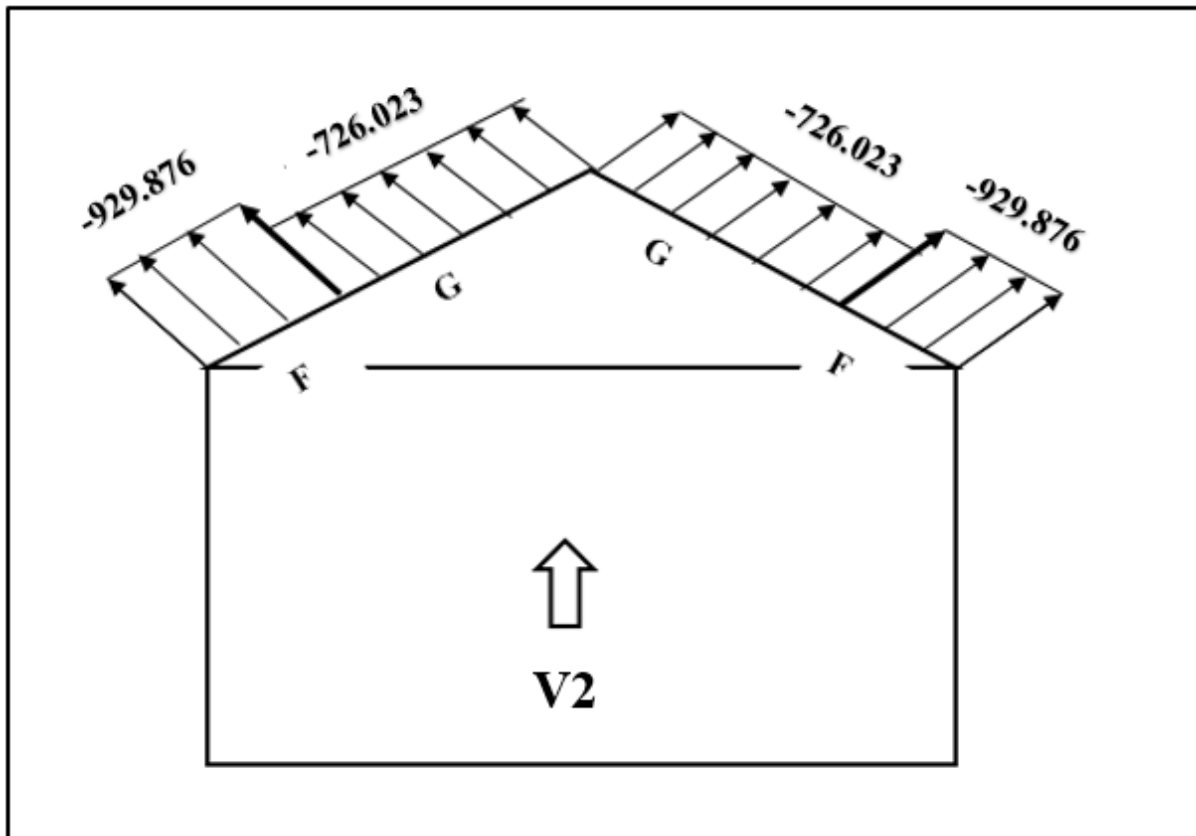


Figure II.14 : : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens $V2$.

II.2 ACTION D'ENSEMBLE :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données par :

- Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$
- Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$
- Force de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_{q(Z_e)} \times A_{fr}$

Où :

- W_e est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_e donnée par l'expression :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

- W_i est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_i donnée par l'expression :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

$A_{réf}$: est l'aire de référence de la surface élémentaire.

C_{fr} : est le coefficient de frottement.

A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

Z_e ; Z_i respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures ; (Selon le RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.2).

II.2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (V1):

a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$:

$$F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf} \quad \text{Avec} \quad C_d = 1 \quad \text{et} \quad W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

- Calcul de la pression extérieure W_e :

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C _{pe}	W _e [KN/m ²]
D	1004.625	+0.8	+0.803
E	1004.625	-0.3	-0.301
F	1090.125	-1.377	-1.457
G	1090.125	-1.314	-0.432
H	1090.125	-0.622	-0.678
I	1090.125	-0.500	-0.545

Tableau II.16: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.

– Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$:

Element	ZONE	Cd	We [KN/m ²]	A _{réf} [m ²]	Composantes horizontales de F _{w,e} [KN]	Composantes verticales de F _{w,e} [KN]
Parois .V	D	1	+0.803	150.00	+120.45	0
Parois .V	E	1	-0.301	150.00	-45.15	0
Toiture	F	1	-1.457	8.10	0	-11.80
Toiture	G	1	-0.432	9.90	0	-14.17
Toiture	H	1	-0.678	72.00	0	-48.81
Toiture	I	1	-0.545	510.00	0	-277.95
				F _{w,e} [KN] (résultante)	+75.30	-352.73

Tableau II.17 : les résultats de calcul de la force extérieure Fwe, correspondant à chaque zone.

b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf} \quad \text{Avec} \quad W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

– Calcul de la pression intérieure W_i :

ZONE	q _p (z _e) [N/m ²]	C _{pi}	W _i [KN/m ²]
D	1004.625	-0.2	-0.200
E	1004.625	-0.2	-0.200
F	1090.125	-0.2	-0.218
G	1090.125	-0.2	-0.218
H	1090.125	-0.2	-0.218
I	1090.125	-0.2	-0.218

Tableau II.18 : Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i, correspondant à chaque zone.

– Calcul de force intérieure $F_{w,i}$:

Elément	ZONE	W_i [KN/m ²]	$A_{réf}$ [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [[KN]	Composantes verticales de $F_{w,i}$ [KN]
Parois .V	D	-0.200	150.00	-30.00	0
Parois .V	E	-0.200	150.00	-30.00	0
Toiture	F	-0.218	8.10	0	-1.765
Toiture	G	-0.218	9.90	0	-2.158
Toiture	H	-0.218	72.00	0	-15.69
Toiture	I	-0.218	510.00	0	-111.18
			$F_{w,i}$ (résultante) [KN]	-60.00	-130.793

Tableau II.19 : les résultats de calcul de la force intérieure $F_{w,i}$, correspondant à chaque zone.

c) Détermination de la force de frottement F_{fr} :

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). (Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon :

Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{paroi}} = [(6 \times 60) \times 2] = 720 \text{ m}^2.$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$S_{\text{toit}} = \left[\left(\frac{3}{\sin 16.69} \right) \times 2 \times 60 \right] = (10.44 \times 2 \times 60) = 1252.8 \text{ m}^2.$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 720 + 1252.8 = 1972.8 \text{ m}^2.$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux pignons :

$$S_{\text{pignons}} = [(6 \times 20) + (3 \times 10)] \times 2 = 300 \text{ m}^2.$$

- Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent

$$S = 1972.8 \text{ m}^2 > 4 \times 300 \text{ m}^2 = 1200 \text{ m}^2$$

CONDITION NON VERIFIEE

\Rightarrow Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

- Calcul de la force de frottement

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

C_{fr} : coefficient de frottement donné par le tableau 2.8 chapitre 2 de RNVA 2013

Dans notre cas :

Nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi perpendiculaires à la direction du vent.

Donc : $C_{\text{fr}}(\text{toiture}) = C_{\text{fr}}(\text{parois verticales}) = 0.04$;

Pour la toiture : $z_e = 9\text{m} \Rightarrow q_p(9\text{m}) = 1090.125 \text{ N/m}^2$;

$$A_{\text{fr}} = \left[\left(\frac{3}{\sin 16.69} \right) \times 2 \times 60 \right] = 1252.8 \text{ m}^2 ;$$

$$F_{\text{fr}(\text{toiture})} = 0.04 \times 1252.8 \times 1090.125 = 54628 \text{ N} = 54.628 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_{\text{fr}(\text{toiture})} = \mathbf{54.628 \text{ KN.}}$$

Pour les parois verticales : $z_e = 12\text{m} \Rightarrow q_p(12\text{m}) = 1004.625 \text{ N/m}^2$;

$$A_{\text{fr}} = 60 \times 6 \times 2 = 720 \text{ m}^2 ;$$

$$F_{\text{fr}(\text{parois verticales})} = 0.04 \times 1004.625 \times 720 = 28.933 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_{\text{fr}(\text{parois verticales})} = \mathbf{28.933 \text{ KN.}}$$

La force de frottement totale :

$$F_{\text{fr}} = F_{\text{fr}(\text{toiture})} + F_{\text{fr}(\text{parois verticales})} = 54.628 + 28.933$$

$$\Rightarrow F_{\text{fr}} = \mathbf{83.561 \text{ KN.}}$$

d) Calcul de la stabilité d'ensemble

Stabilité longitudinale (petite face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V_1 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
$F_{w,e}$	75.30	0
$F_{w,e}$	0	-352.73
$F_{w,i}$	-60	0
$F_{w,i}$	0	-130.793
F_{fr}	83.561	0
Résultante $F_{w,H}$	98.86	0
Résultante $F_{w,V}$	0	-483.523

Tableau II.20 : La force F_w résultante, cas V1.

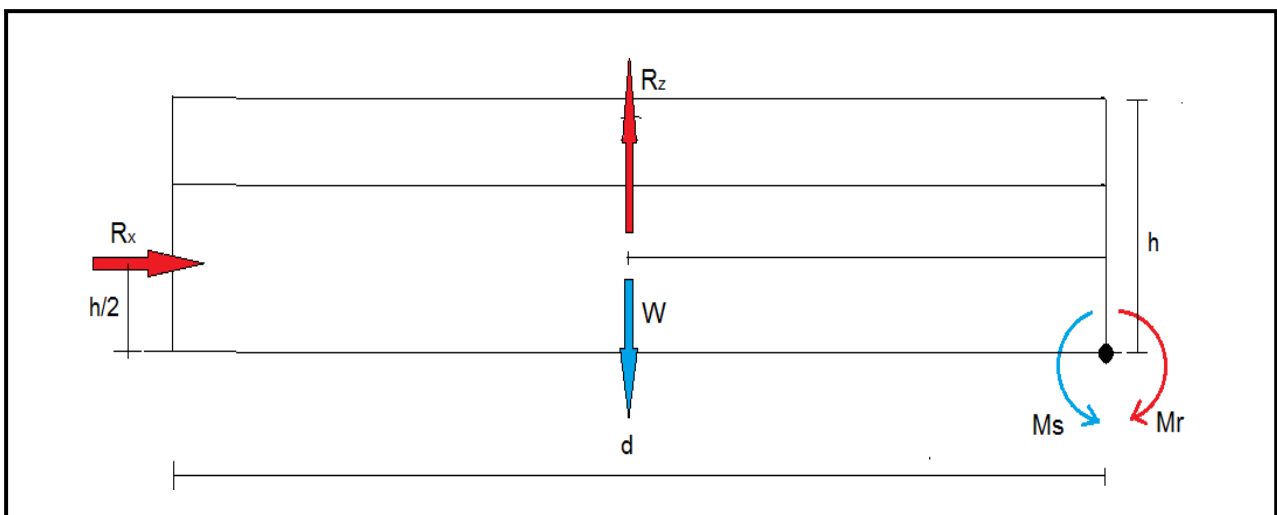


Figure II.15 : stabilité longitudinale.

Calcul du moment de renversement

$$M_r = (F_{w,H} \times \frac{h}{2}) + (F_{w,V} \times \frac{d}{2})$$

$$M_r = [98.86 \times \frac{9}{2}] + [483.523 \times \frac{60}{2}]$$

$$M_r = 14950.56 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar estimé) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$w = 0.5 \times S_{sol}$$

$$w = 0.5 \times 60 \times 20$$

$$w = 600 \text{ KN}$$

$$M_s = 600 \times \frac{60}{2}$$

$$M_s = 18000 \text{ KN.m}$$

$M_s = 18000 \text{ KN.m} > M_r = 14950.56 \text{ KN.m}$la stabilité longitudinale est vérifiée

Calcul du moment stabilisant (avec le poids propre calculé du hangar) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar ($w = 1743.84 \text{ KN}$ du CHAPITRE 04).

$$M_s = 1743.84 \times \frac{60}{2}$$

$$M_s = 52315.2 \text{ KN.m}$$

$M_s = 52315.2 \text{ KN.m} > M_r = 14950.56 \text{ KN.m}$la stabilité longitudinale est vérifiée

II.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (V2) :**a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$:**

$$F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{\text{réf}} \text{ avec } C_d=1 \text{ et } W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

- Calcul de la pression extérieure W_e :

ZONE	$q_p(z_e)[\text{N/m}^2]$	C_{pe}	$W_e [\text{KN/m}^2]$
D	1004.625	+0.8	+0.803
E	1004.625	-0.3	-0.301
F	1090.125	-0.953	-1.038
	1090.125	+0.256	+0.279
G	1090.125	-0.766	-0.835
	1090.125	+0.256	+0.279
H	1090.125	-0.288	-0.313
	1090.125	+0.222	+0.242
I	1090.125	-0.4	-0.436
J	1090.125	-0.943	-1.027

Tableau II.21: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.

– Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$:

Element	ZONE	Cd	We [KN/m ²]	A _{réf} [m ²]	Composantes horizontales de F _{w,e} [KN]	Composantes verticales de F _{w,e} [KN]
Parois .V	D	1	+0.803	360.00	+289.08	0
Parois .V	E	1	-0.301	360.00	-108.36	0
Toiture	F	1	-1.038	8.10	0	-8.407
			+0.279	8.10	0	+2.259
Toiture	G	1	-0.835	91.80	0	-76.653
			+0.279	91.80	0	+25.612
Toiture	H	1	-0.313	492.00	0	-153.996
			+0.242	492.00	0	+119.064
Toiture	I	1	-0.436	492.00	0	-214.512
Toiture	J	1	-1.027	108.00	0	-110.916
F _{w,e} [KN] (résultante)					+180.72	-564.484
						-178.493

Tableau II.22 : Les résultats de calcul de la force extérieure Fwe, correspondant à chaque zone.

b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{\text{réf}} \quad \text{Avec } W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

– Calcul de la pression intérieure W_i :

ZONE	q _p (z _e) [N/m ²]	C _{pi}	W _i [KN/m ²]
D	1004.625	-0.1	-0.100
E	1004.625	-0.1	-0.100
F	1090.125	-0.1	-0.109
G	1090.125	-0.1	-0.109
H	1090.125	-0.1	-0.109
I	1090.125	-0.1	-0.109

Tableau II.23 : Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i, correspondant à chaque zone.

– Calcul de force intérieure $F_{w,i}$:

Elément	ZONE	W_i [KN/m ²]	$A_{réf}$ [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [[KN]	Composantes verticales de $F_{w,i}$ [KN]
Parois .V	D	-0.100	360.00	-36.00	0
Parois .V	E	-0.100	360.00	-36.00	0
Toiture	F	-0.109	8.10	0	-0.882
Toiture	G	-0.109	91.80	0	-10.006
Toiture	H	-0.109	492.00	0	-53.628
Toiture	I	-0.109	492.00	0	-53.628
Toiture	j	-0.109	108.00	0	-11.772
$F_{w,i}$ [KN] (résultante)				-72.00	-129.916

Tableau II.24 : Les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.

c) Détermination de la force de frottement F_{fr} :

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). (Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long-pan :

Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux pignons :

$$P_{\text{Pignons}} = [(20 \times 6) + (10 \times 3)] \times 2 = 300 \text{ m}^2.$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport à la direction du vent :

$$S_{\text{toit}} = \left[\left(\frac{3}{\sin 16.69} \right) \times 2 \times 60 \right] = (10.44 \times 2 \times 60) = 1252.8 \text{ m}^2.$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 300 + 1252.8 = 1552.8 \text{ m}^2.$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{parois verticales}} = [(60 \times 6)] \times 2 = 720 \text{ m}^2.$$

– Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent

$$S = 1552.8 \text{ m}^2 < 4 \times 720 \text{ m}^2 = 2880 \text{ m}^2$$

CONDITION VERIFIEE

⇒ Donc, on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au long-pan.

d) Calcul de la stabilité d'ensemble

Stabilité transversal (grande face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V_2 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
$F_{w,e}$	180.72	0
$F_{w,e}$	0	-564.484
		-178.493
$F_{w,i}$	-72	0
$F_{w,i}$	0	-129.916
F_{fr}	0	0
Résultante $F_{w,H}$	108.72	0
Résultante $F_{w,V}$	0	-308.409
		-694.4

Tableau II.25 : La force F_w résultante, cas V_2 .

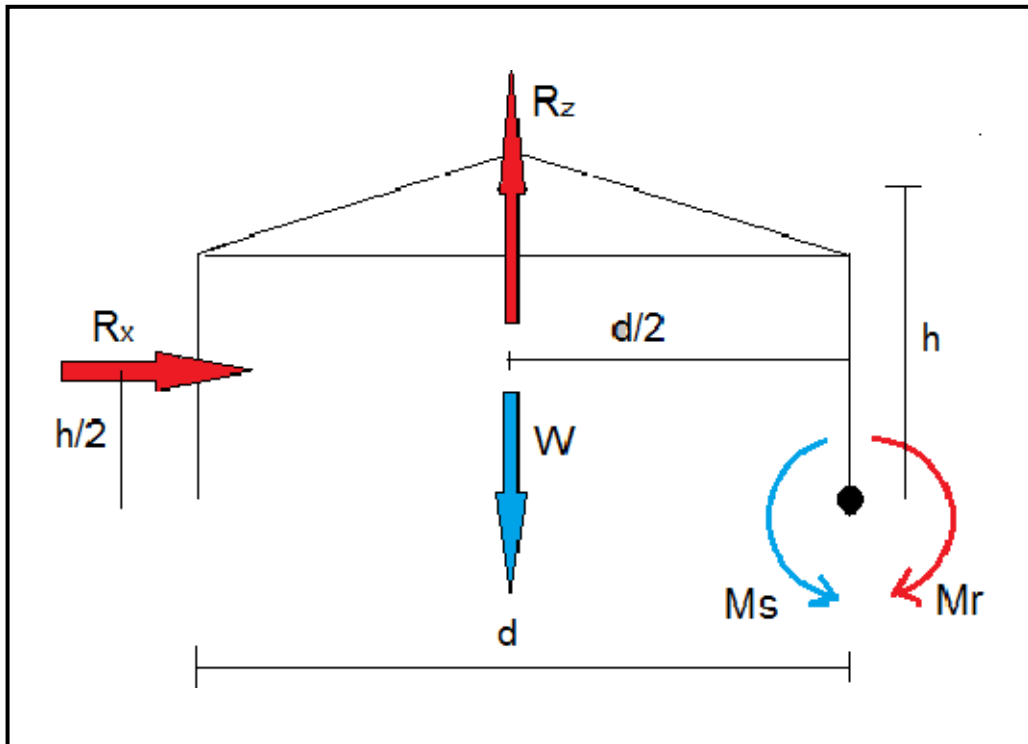


Figure II.16 : stabilité transversale.

Calcul du moment de renversement

$$M_r = (F_{w,H} \times \frac{h}{2}) + (F_{w,V} \times \frac{d}{2})$$

$$M_r = [108.72 \times \frac{9}{2}] + [694.4 \times \frac{20}{2}]$$

$$M_r = 7433.24 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar estimé) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$w = 0.5 \times S_{sol}$$

$$w = 0.5 \times 60 \times 20$$

$$w = 600 \text{ KN}$$

$$M_s = 600 \times \frac{20}{2}$$

$$M_s = 6000 \text{ KN.m}$$

$M_s = 6000 \text{ KN.m} < M_r = 7433.24 \text{ KN.m}$la stabilité transversale n'est pas vérifiée

Calcul du moment stabilisant (avec le poids propre calculé du hangar dans le chapitre 04) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar (w = 1743.84 KN du CHAPITRE 04).

$$M_s = 1743.84 \times \frac{20}{2}$$

$$M_s = 17438.4 \text{ KN.m}$$

$M_s = 17438.4 \text{ KN.m} > M_r = 7433.24 \text{ KN.m}$la stabilité transversale est vérifiée

II.3 ETUDE A LA NEIGE :

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

II.3.1 Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m. (Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2)

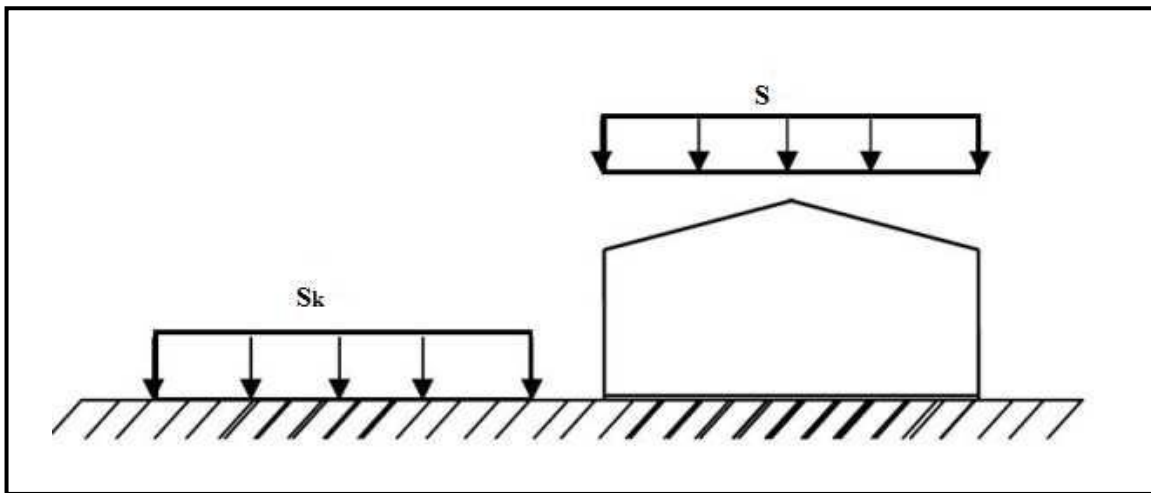


Figure II.17 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

II.3.2 La charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté au port de Bejaïa qui est classée en zone A selon la classification de (L'annexe 1 RNVA2013).
- L'altitude du projet est d'environ 1 m.
- Donc : S_k est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{RNVA2013. Partie I.4})$$

- H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : **H = 1m**

$$\text{A.N : } S_k = \frac{0.07 \times 1 + 15}{100} = 0.15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_k = 0.15 \text{ kN/m}^2$$

II.3.3 Coefficient de forme de la toiture :

- Il est en fonction de la forme de la toiture.
- Dans notre cas le hangar a une toiture a deux versants avec une pente $\alpha = 16.69^\circ$;
- D'où $0 \leq \alpha = 16.69^\circ \leq 30^\circ$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 2, RNVA2013 partie I.6.2.2).

II.3.4 Calcul des charges de neige sur la toiture :

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

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

A.N : $S = 0.8 \times 0.15 = 0.12 \text{ kN/ m}^2$.

Donc : $S = 0.12 \text{ kN/ m}^2$.

II.3.4.1 Disposition de charge sans accumulation :

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 16.69^\circ \leq 30^\circ; \quad \mu = 0,8$$

$\Rightarrow S = 0.8 \times 0.15 = 0.12 \text{ kN/m}^2$ Par projection horizontale.

$\Rightarrow S = 0.12 \cos 16.69 = 0.11 \text{ kN/m}^2$ Suivant rampant.

- Et la figure suivante nous montre la distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant :

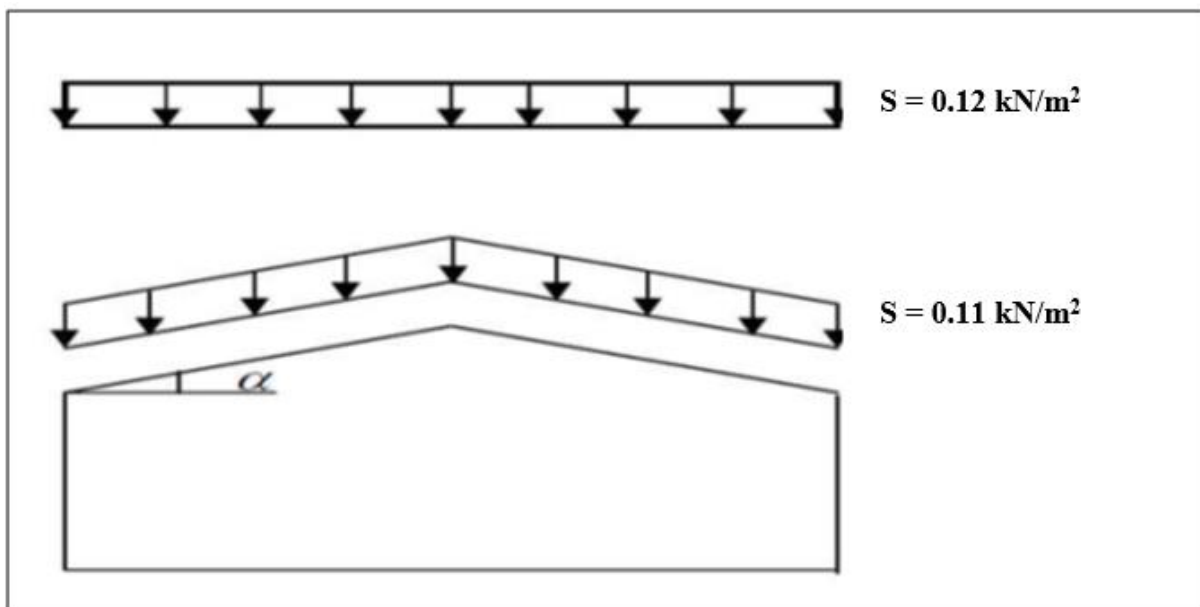


Figure II.18 : Charges de neige sans redistribution par le vent.

II.3.4.2 Disposition de charge avec accumulation :

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 16.69^\circ \leq 30^\circ ; \mu = 0,8$$

$$\Rightarrow S = 0.8 \times 0.15 = 0.12 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow 0.5 \times S = 0.5 \times 0.12 = 0.06 \text{ kN/m}^2$$

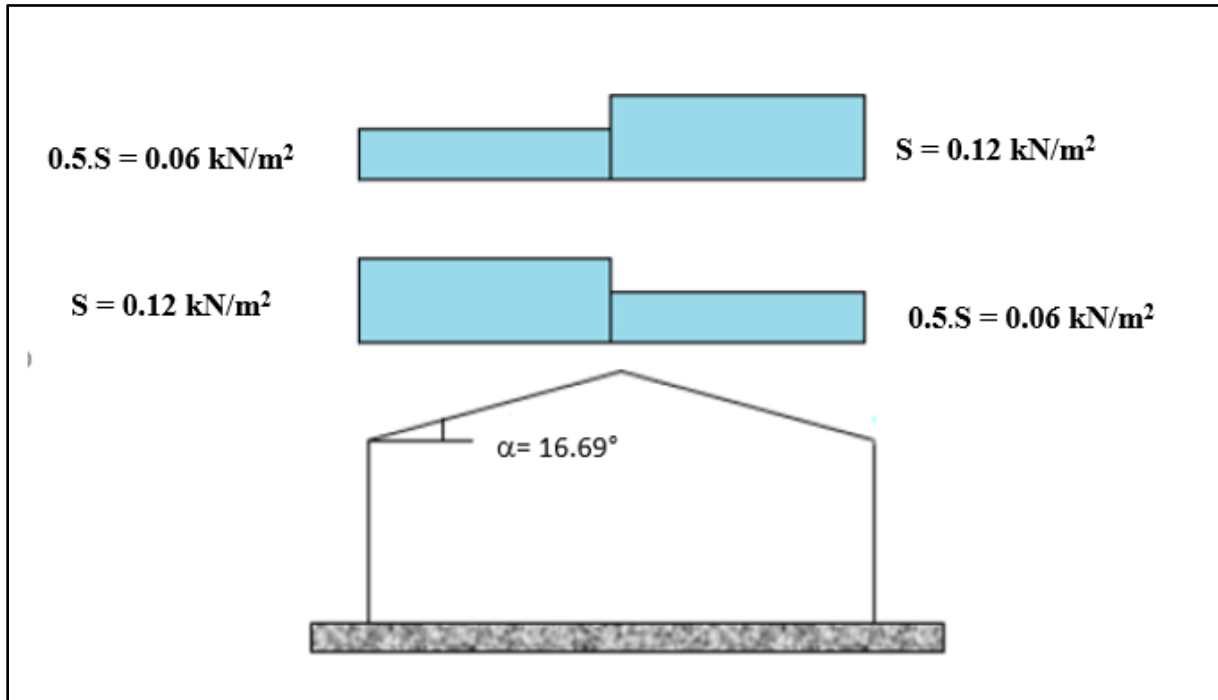


Figure II.19 : Charges de neige.

CHAPITRE III

Pré-
dimensionnement
des éléments.

Pré-dimensionnement des éléments.

INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va traiter le calcul des éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs, Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'Eurocode 03 et de l'ouvrage de (Mr DAHMANI).

III.1 Etude des pannes :

III.1.1 Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilés formés à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture :

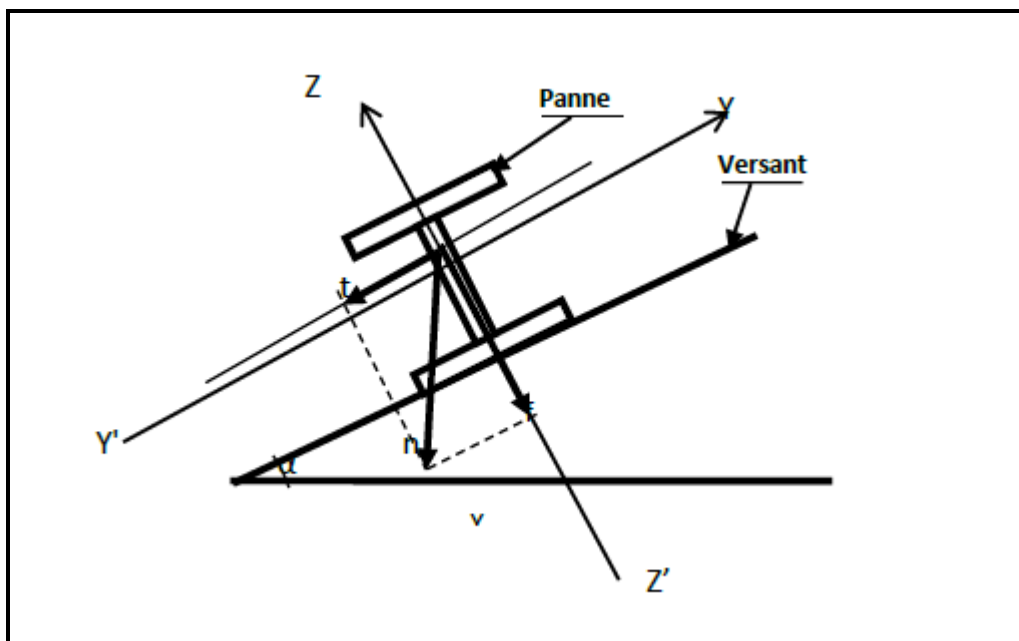


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

III.1.2 Les données :

- Espacement entre chaque panne $e = 1.6\text{m}$
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6\text{m}$.
- On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha = 16.69^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 kg/m^2
- Poids propre de la panne (estimé)..... 12kg/ml
- Les pannes sont en acier S235.
- $f_y = 235\text{ N/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier)

III.1.3 Principe de dimensionnement :

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui est égale à la pente des versants de la toiture.

Elles sont en effet soumises à :

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué a son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante f parallèle à l'âme de la panne et une autre composante t parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Aux conditions de déversement (ELU : déversement) ;
- Aux conditions de la flèche (ELS).

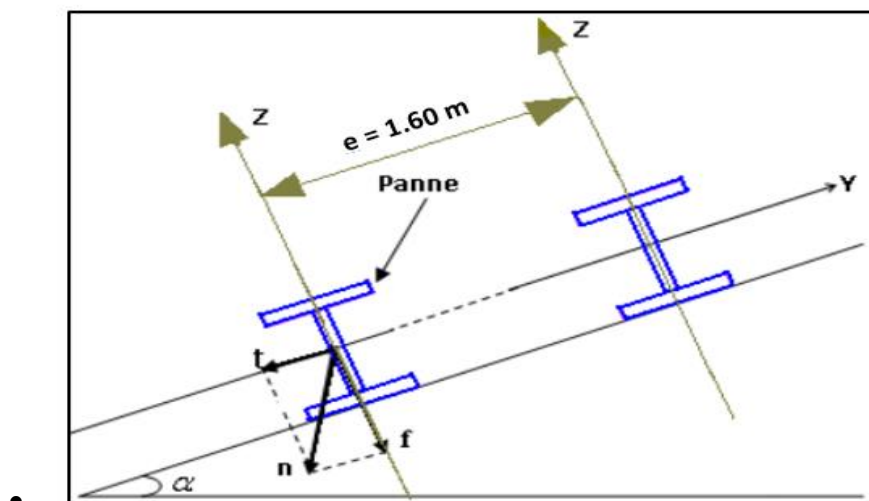


Figure III.2: Orientation des charges sur les pannes.

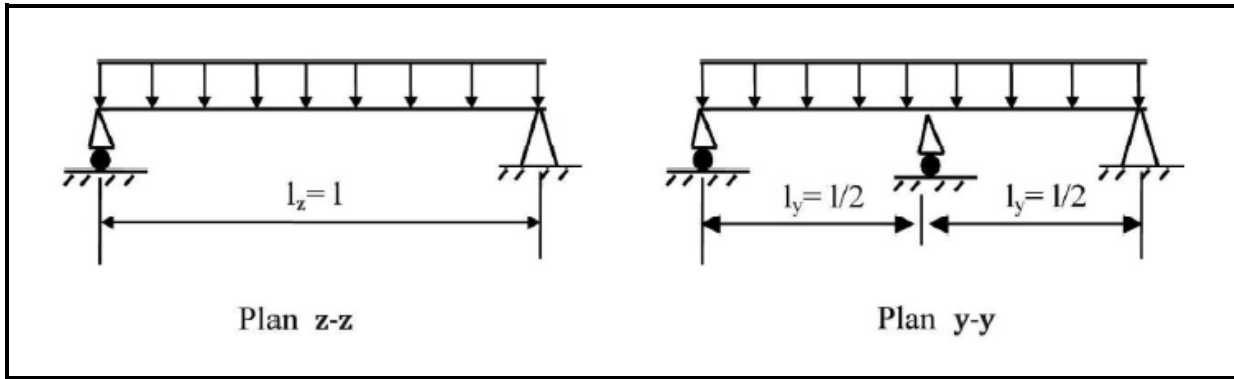


Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

III.1.4 Evaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes (G) :

Elles comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Panne}}$$

$$G = (12 + 5) \times 1.6 + 12$$

$$G = 39.2 \text{ kg/ml}$$

$$G = 39.2 \text{ kg/ml}$$

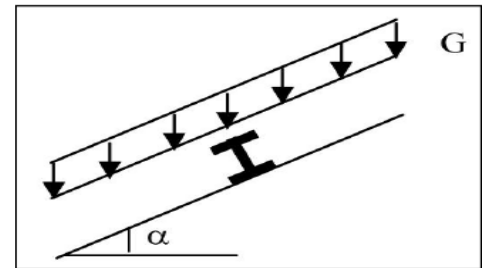


Figure III.4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

b) Surcharges d'entretien (E) :

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° on prend comme charge minimale 60kg/m² de la surface de la couverture.

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

$$E = 60 \times 1.6$$

$$E = 96 \text{ daN/ml}$$

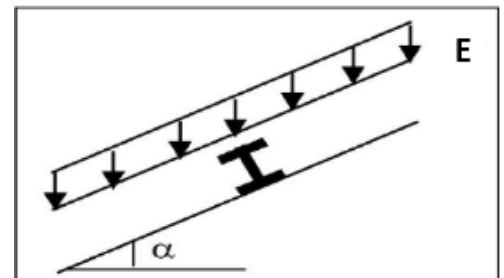


Figure III.5 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

c) Surcharges du vent (V) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement)

$$V = -123.94 \text{ daN/m}^2 \uparrow \dots\dots\dots(\text{chapitre II, tableau II.13}).$$

$$V = -123.94 \times 1.6$$

$$V = -198.3 \text{ daN/ml.}$$

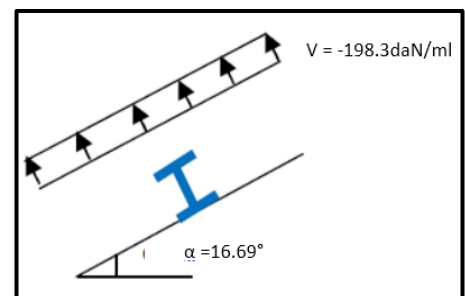


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

d) Surcharges de la neige (N) :

La surcharge de neige est en fonction de site d’implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$N = 12 \text{ daN/m}^2$(chapitre II.3 étude de la neige).

$N = 12 \times 1.53$ (1.6 $\times \cos\alpha = 1.53\text{m}$)

$N = 18.36 \text{ daN/ml}$

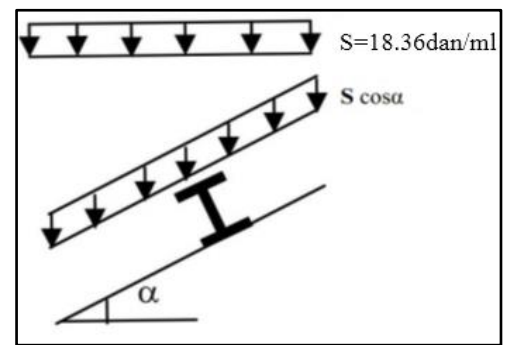


Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.

III.1.5 Combinaisons des charges les plus défavorables :

a) Action vers le bas ↓

$Q_{sd,1} = 1.35G + 1.5E = 52.92 + 144 = 196.92 \text{ daN/ml}$.

$Q_{sd,2} = 1.35G + 1.5N = 52.92 + 27.54 = 80.46 \text{ daN/ml}$.

$G = 39.2 \text{ daN/ml}$.

$E = 96 \text{ daN/ml}$.

$V = -198.3 \text{ daN/ml}$.

$N = 18.36 \text{ daN/ml}$.

b) Action vers le haut ↑

$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 39.2 \times \cos(16.69) - 297.45 = -259.90 \text{ daN/ml}$.

$Q_{y, sd} = G \times \sin(\alpha) = 39.2 \times \sin(16.69) = +11.25 \text{ daN/ml}$.

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$Q_{sd} = \max (Q_{sd,1} ; Q_{sd,2} ; Q_{z, sd} ; Q_{y, sd}) \implies Q_{sd} = -259.90 \text{ daN/ml}$

III.1.6 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Pour commencer, nous allons étudier le cas d'un profilé **IPE160**, puisque les efforts appliqués sont très importants.

Données concernant ce profilé :

Profilé IPE 160	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _z cm ⁴	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶
	160	82	5	7.4	9	127.2	123.9	26.1	9.66	10.44	68.3	3.6	3.96x10 ³

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'IPE 160.

Classe de la section :

- Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{41}{7.4} = 5.54 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

- Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 < 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

a) Vérification de la section à la résistance :

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

a.1) vérification à la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y et Z-Z», l'Eurocode 3 « Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

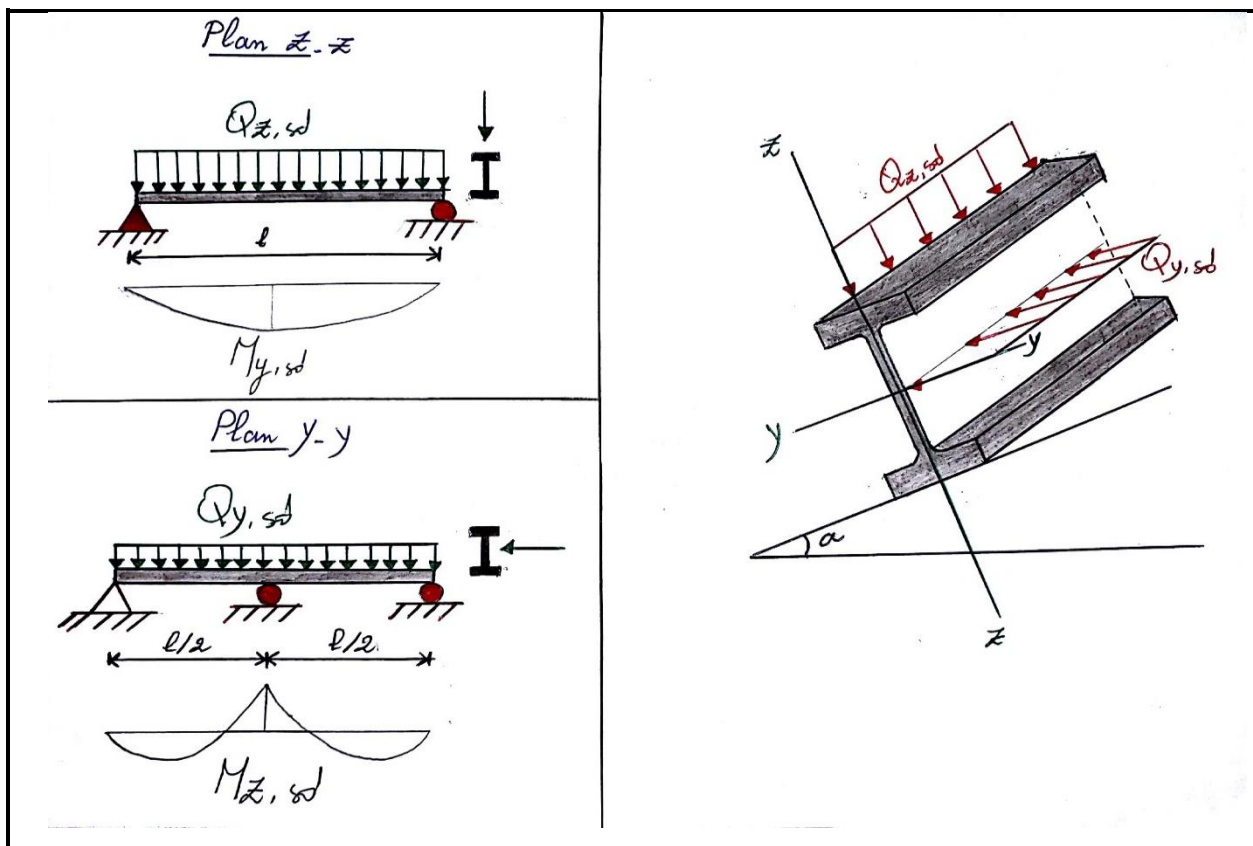


Figure III.8 : Panne de toiture en flexion.

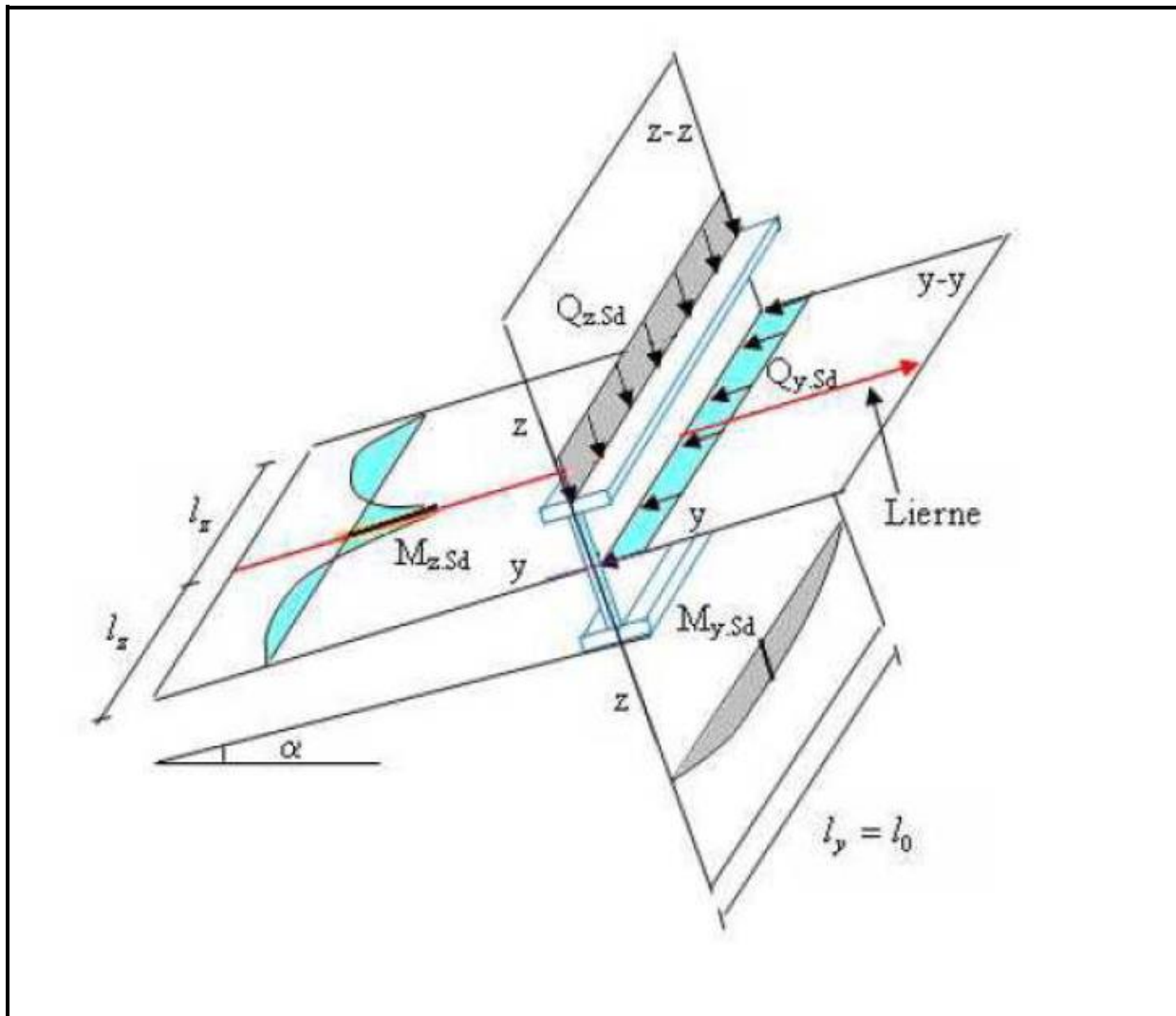


Figure III.9 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

La panne travaille en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de l'Eurocode 03 (Page 163), pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

$M_{y,sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge $Q_{z,sd}$.

$M_{z,sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge $Q_{y,sd}$.

$M_{ply,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

$M_{plz,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

$Q_{y,sd}$: Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

$Q_{z,sd}$: Charge appliquée dans le plan de l'âme.

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

$W_{pl,z}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

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

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$

$Q_{sd} = -259.90 \text{ daN/ml}$ (combinaison de charge maximale)

$$\begin{cases} Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = -259.9 \times \cos(16.69) = -248.95 \text{ daN/ml.} \\ Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = -259.9 \times \sin(16.69) = -74.64 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{74.64 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \frac{671.76}{8} = 83.97 \text{ daN.ml} \\ M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{248.95 \times 6^2}{8} = \frac{8962.2}{8} = 1120.275 \text{ daN.ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{pl,z, Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{26.1 \times 2350}{1.1} = \frac{61335}{1.1} = 55759 \text{ daN.cm} = 557.59 \text{ daN.m} \\ M_{pl,y, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{123.9 \times 2350}{1.1} = \frac{291165}{1.1} = 264695 \text{ daN.cm} = 2646.95 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\left[\frac{1120.275}{2646.95} \right]^2 + \left[\frac{83.97}{557.59} \right]^1 = 0.179 + 0.150 = 0.329 \leq 1 \text{condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, p158):

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \text{ et } V_{y, sd} \leq V_{ply, rd}$$

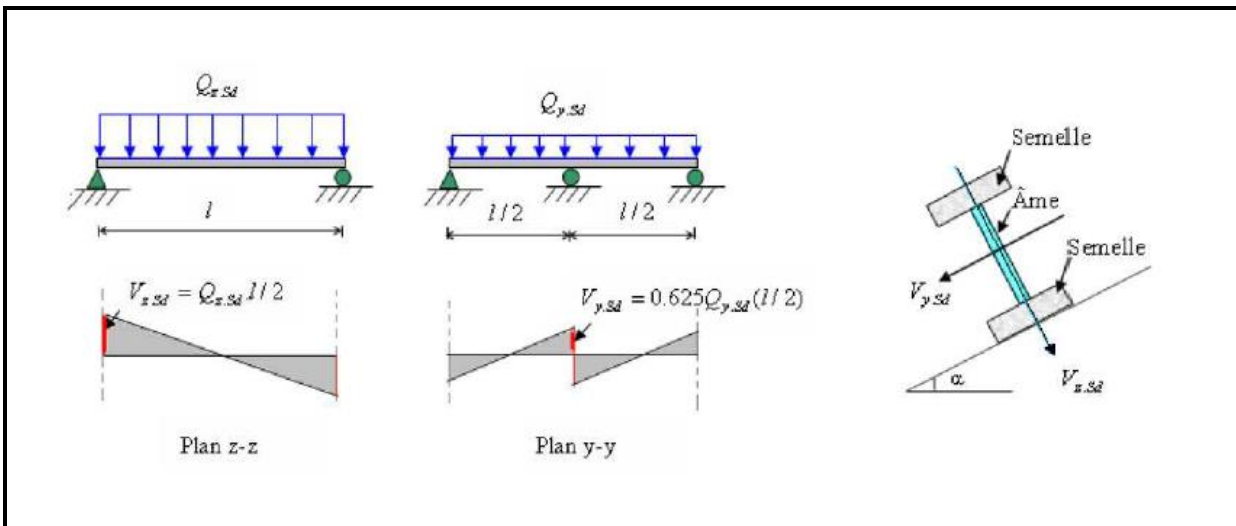


Figure III.10 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, p158):

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \implies V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} \text{ et } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \implies V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$V_{y.sd}$: Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z.sd}$: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

$V_{ply.Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$V_{plz.Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

A_{vz} et A_{vy} : Aire de cisaillement (profilé IPE160) en cm^2

γM_0 : facteur de résistance en section ($\gamma M_0 = 1.1$)

f_y : limite d'élasticité d'acier ($f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$)

$$\left\{ \begin{aligned} V_{z.sd} &= \frac{248.95 \times 6}{2} = \frac{1493.7}{2} = 746.85 \text{ daN} \\ V_{y.sd} &= 0.625 \times 74.64 \cdot (6/2) = 139.95 \text{ daN} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_{plz.Rd} &= \frac{9.66 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{13121.96}{1.1} = 11929.05 \text{ daN} \\ V_{ply.Rd} &= \frac{10.44 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{14181.5}{1.1} = 12892.27 \text{ daN} \end{aligned} \right.$$

$$V_{z.sd} = 746.85 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 11929.05 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 139.95 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 12892.27 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

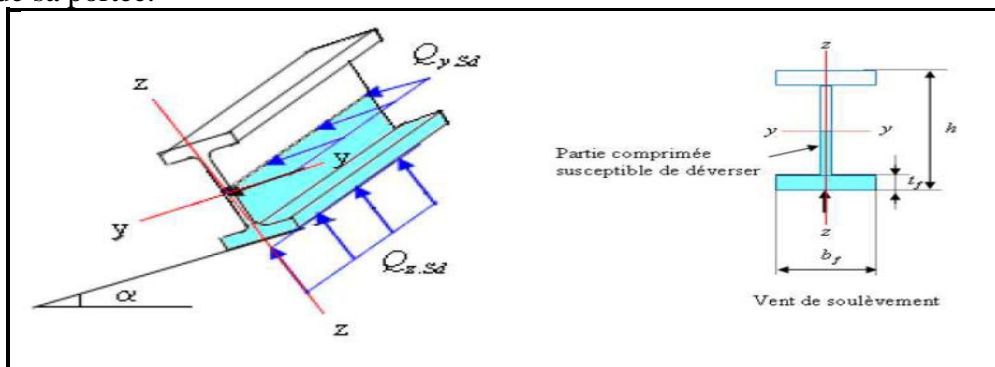


Figure III.11: Déversement d'une panne de toiture.

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

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1.0$$

$$\begin{cases} Q_{z,sd} = - 259.90 \text{ daN/ml} \\ Q_{y,sd} = 11.25 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{11.25 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \frac{101.25}{8} = 12.65 \text{ daN.ml} \\ M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{259.90 \times 6^2}{8} = \frac{1169.55}{8} = 1169.55 \text{ daN.ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{26.1 \times 2350}{1.1} = \frac{61335}{1.1} = 55759 \text{ daN.cm} = 557.59 \text{ daN.m} \\ M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{123.9 \times 2350}{1.1} = \frac{291165}{1.1} = 264695 \text{ daN.cm} = 2646.95 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd}$$

M_{b, rd}: Le moment résistant de déversement- χ_{LT} : c'est le coefficient de réduction pour le déversement, qui en fonction de l'élancement réduite λ_{LT} et coefficient d'imperfection α_{LT} . La valeur est donnée à partir du tableau des coefficients de flambement (EC3 partie 1-1).- α_{LT} = 0.21 pour les profilés laminés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \text{et} \quad M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} \times \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$\begin{cases} \beta_w = 1 \text{ pour les sections transversales de classe 1 ou 2} \\ M_{cr}: \text{représente le moment critique élastique de déversement.} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} C_1 = 1.132 \dots \dots \dots \text{Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments.} \\ E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{le module d'élasticité longitudinale de l'acier} \\ I_z = 68.30 \text{ cm}^4 \dots \dots \dots \text{Moment d'inertie autour de l'axe Z.} \\ I_w = 3.39 \times 10^3 \text{ cm}^6 \dots \dots \dots \text{Facteur de gauchissement.} \\ G = 8 \times 10^3 \text{ KN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{le module d'élasticité transversale de l'acier} \\ I_t = 3.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Moment d'inertie de torsion.} \\ L^2 = (600)^2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{longueur de flambement latérale.} \end{cases}$$

AN:

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.30}{(600)^2} \cdot \sqrt{\frac{3.39 \times 10^3}{68.30} + \frac{(600)^2 \times 8 \times 10^3 \times 3.6}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.30}}$$

$M_{cr} = 1232.48 \text{KN.cm}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 23.5}{1232.48}} = 1.53$$

$\left[\begin{array}{l} \text{section laminée : } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \frac{h}{b} = \frac{16}{8.2} = 1.95 < 2 \end{array} \right. \implies \text{Cambre de flambement } a \implies \chi_{LT} = 0.3601$

$M_{b, Rd} = 0.3601 \times 2646.95 = 953.16 \text{ daN.m}$

$\left[\frac{1169.55}{953.16} \right] + \left[\frac{12.65}{557.59} \right] = 1.22 + 0.022 = 1.24 > 1.0 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

Conclusion:

Il y a risque d'instabilité au déversement, et pour résoudre ce problème, on peut choisir un profilé plus important par exemple un **IPE 180**.

Données concernant ce profilé :

Profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _z cm ⁴	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶
IPE180	180	91	5.3	8	9	146	166.4	34.6	11.25	12.65	100.9	4.79	7.43x10 ³

Tableau III.2: Caractéristiques géométriques de l'IPE 180.

Classe de la section :

- Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{45.5}{8} = 5.68 \leq 10 \implies \text{semelle est de classe 01.}$$

- Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72 \epsilon \quad \text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.54 < 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

a) Vérification à la résistance en section :

a.1) vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classe 1 et 2

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Le profilé IPE180 il est de classe 1 donc : $\alpha = 1$ et $\beta = 1$

$$Q_{sd} = -259.90 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = -259.9 \times \cos(16.69) = -248.95 \text{ daN/ml.} \\ Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = -259.9 \times \sin(16.69) = -74.64 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{74.64 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \frac{671.76}{8} = 83.97 \text{ daN.ml} \\ M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{248.95 \times 6^2}{8} = \frac{8962.2}{8} = 1120.27 \text{ daN.ml} \\ M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{34.6 \times 2350}{1.1} = \frac{81310}{1.1} = 73918.18 \text{ daN.cm} = 739.18 \text{ daN.m} \\ M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{166.4 \times 2350}{1.1} = \frac{391040}{1.1} = 355490.9 \text{ daN.cm} = 3554.9 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\left[\frac{1120.275}{3554.9} \right]^2 + \left[\frac{83.97}{739.18} \right]^1 = 0.099 + 0.110 = \mathbf{0.21} \leq \mathbf{1} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

a.2 vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \implies V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd} \implies V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{z,sd} = \frac{248.95 \times 6}{2} = \frac{1493.7}{2} = 746.85 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times 74.64 \cdot (6/2) = 139.95 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{11.25 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = \frac{15281.79}{1.1} = 13892.53 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{12.65 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{17183.52}{1.1} = 15621.38 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 746.85 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 13892.53 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 139.95 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 15621.38 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

L'Euro-code 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1.0$$

$$\begin{cases} Q_{z, sd} = - 259.90 \text{ daN/ml} \\ Q_{y, sd} = 11.25 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{11.25 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \frac{101.25}{8} = 12.65 \text{ daN.ml} \\ M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times L^2}{8} = \frac{259.90 \times 6^2}{8} = \frac{1169.55}{8} = 1169.55 \text{ daN.ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{plz, Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{34.6 \times 2350}{1.1} = \frac{81310}{1.1} = 73918.18 \text{ daN.cm} = 739.17 \text{ daN.m} \\ M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{166.4 \times 2350}{1.1} = \frac{391040}{1.1} = 355490 \text{ daN.cm} = 3554.9 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply.Rd}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \implies M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z}} \times \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}$$

Avec :

$$\begin{aligned} C_1 &= 1.132 \\ E &= 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2 \\ I_z &= 100.9 \text{ cm}^4 \\ I_w &= 7.43 \times 10^3 \text{ cm}^6 \\ G &= 8 \times 10^3 \text{ KN/cm}^2 \\ I_t &= 4.79 \text{ cm}^2 \\ L^2 &= (600)^2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

AN:

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 100.9}{(600)^2} \cdot \sqrt{\frac{7.43 \times 10^3}{100.9} + \frac{(600)^2 \times 8 \times 10^3 \times 4.79}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 100.9}}$$

$M_{cr} = 1780.09 \text{KN.cm}$

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 166.4 \times 23.5}{1780.09}} = 1.48$; $\alpha_{LT} : 0.21$ pour les profils laminés.

D'après le tableau des coefficients de flambement (EC3 partie 1-1). $\chi_{LT} = 0.3810$

$M_{b, Rd} = 0.3810 \times 3554.9 = 1354.41 \text{ daN.m}$

$\left[\frac{1169.55}{1354.41} \right] + \left[\frac{12.65}{739.17} \right] = 0.86 + 0.01 = 0.87 \leq 1.0$ condition vérifiée

✚ Le profilé laminé choisit (IPE 180) est donc vérifié à l'état limite ultime

III.1.7 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

- Vérification de la flèche :

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

$Q_{sd,1} = G + N = 39.2 + 18.36 = 57.56 \text{ daN/ml}$

$Q_{sd,2} = G - V = 39.2 - 198.3 = -159.1 \text{ daN/ml}$

$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}) = -159.1 \text{ daN/ml}$

$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = -159.1 \times \cos(16.69) = -152.39 \text{ daN/ml}$

$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = -159.1 \times \sin(16.69) = -45.69 \text{ daN/ml}$

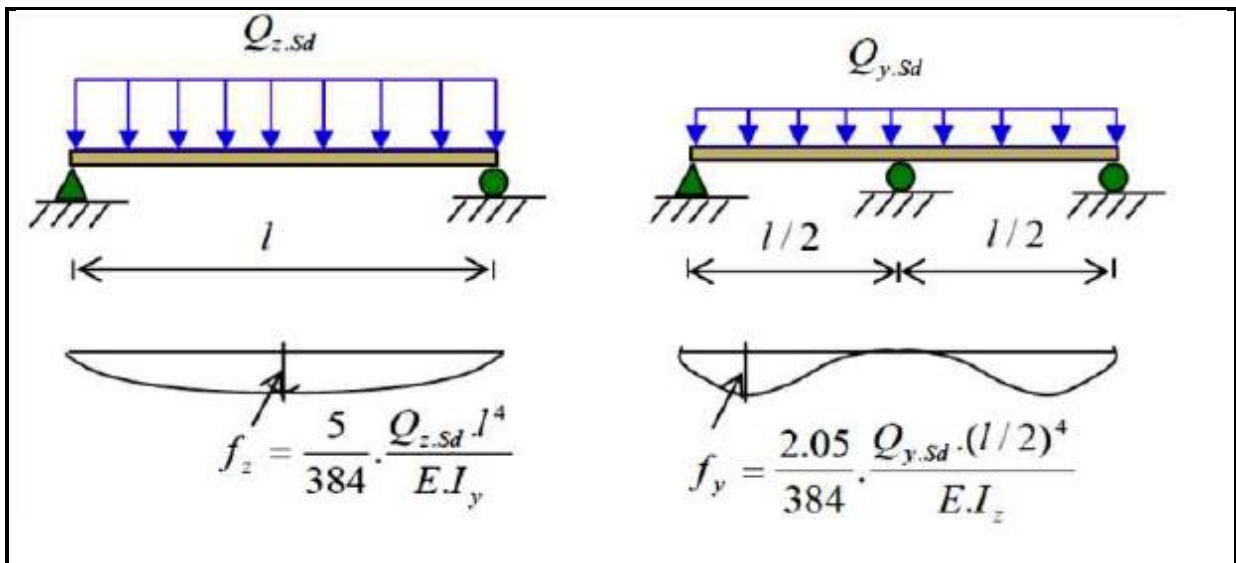


Figure III.12 : Vérification de la flèche.

– Condition de verification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.523 \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 1317} = 0.929 \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots OK$$

Avec :
 E = 2.1 × 10⁶ daN/cm²
 I_y = 1317 cm⁴
 I_z = 100.9 cm⁴
 l = 600 cm

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.5}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.5}{384} \times \frac{0.456 \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 100.9} = 0.11 \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots \dots \dots OK$$

Conclusion :

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate qu'on doit utiliser le profil **IPE 180** comme des pannes isostatiques avec lierne.

III.2 Etude des liernes de la toiture :

III.2.1 Définition :

Les liernes sont des tirants passant au milieu des pannes, travaillent en traction. Ce sont généralement des barres en fer rond, des cornières ou des tubes.

Les liernes des pannes ont les fonctions suivantes :

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture.
- En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral.

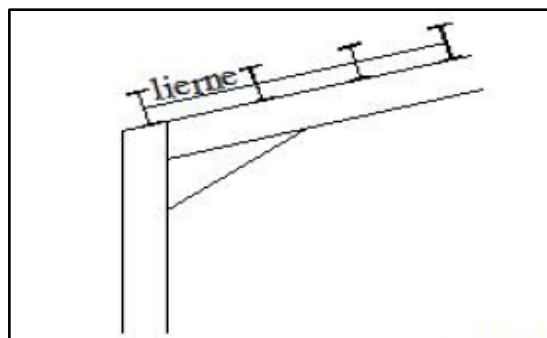


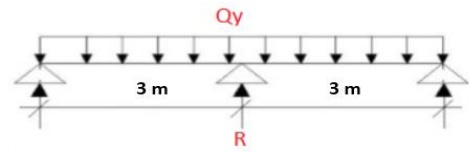
Figure III.13 : Dispositions des liernes.

III.2.2 Dimensionnement des liernes : (d'après le livre de M. Dahmani)

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_{y, sd} \times \frac{l}{2} = 1.25 (74.64) \times 3 = 279.9 \text{ daN}$$

Avec : $Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 74.64 \text{ daN/ml}$.



Effort de traction dans le tronçon de la lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{279.9}{2} = 139.95 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L_2, L_3, L_4, L_5 .

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

$$T_2 = R + T_1 = 279.9 + 139.95 = 419.85 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 279.9 + 419.85 = 699.75 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 279.9 + 699.75 = 979.65 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 279.9 + 979.65 = 1259.55 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L_6

$$2T_6 \times \sin(\theta) = T_5$$

$$T_6 = 1338.52 \text{ daN} \quad \text{Avec : } \theta = \arctg \frac{1.6}{3} = 28.07^\circ$$

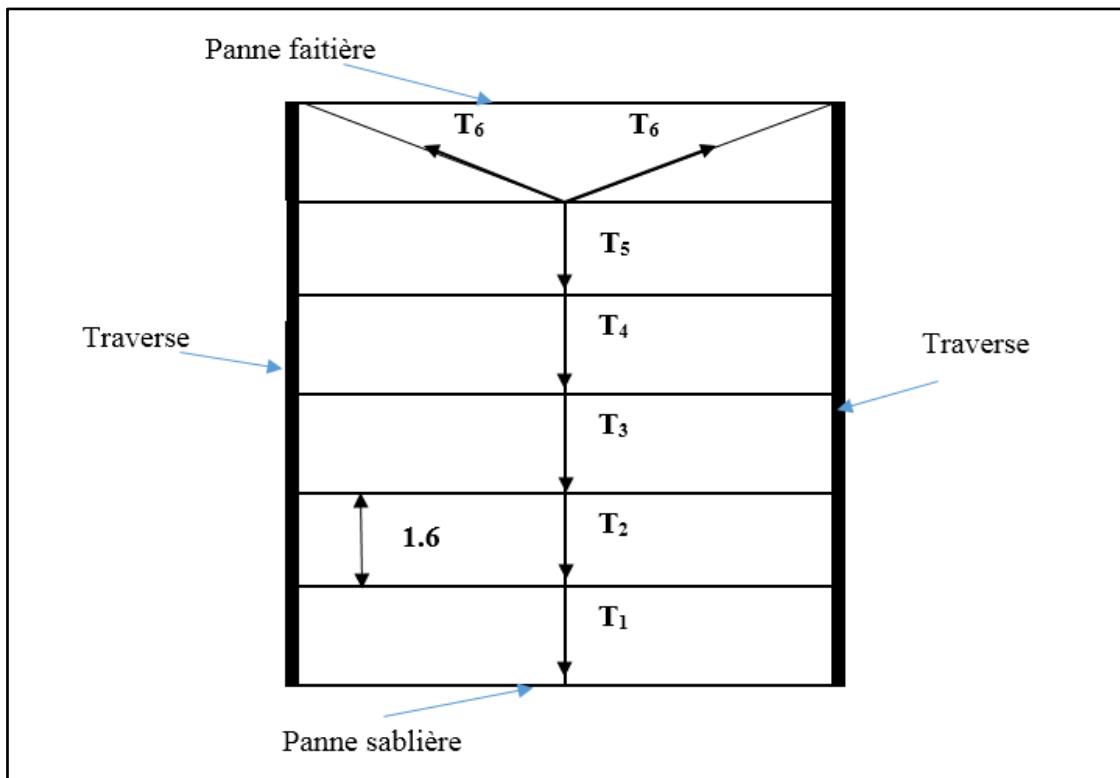


Figure III.14 : Efforts dans les liernes.

III.2.3 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_6 :

$$T_6 = N_{sd} = 1338.52 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{1338.52 \times 1.1}{2350} = 0.626 \implies A \geq 0.626 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.626 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.626}{\pi}} = 0.892 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \implies \phi = 10 \text{ mm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III.3 Etude de l'échantignole :**III.3.1 Définition :**

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

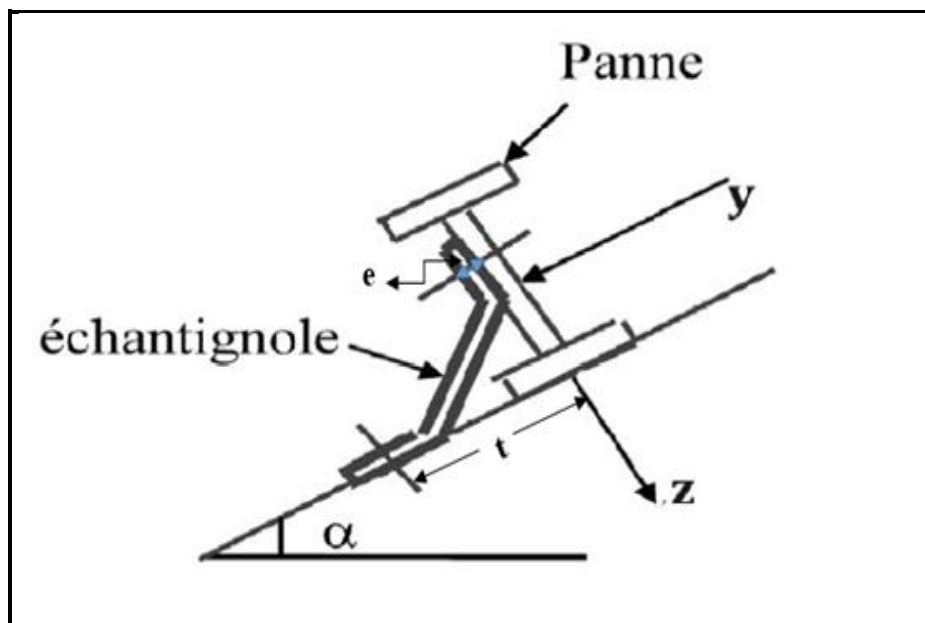


Figure III.15 : Disposition de l'échantignole.

III.3.2 Calcul des charges revenant à l'échantignole : (D'après le livre de M. Dahmani)

Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = - 259.90 \text{ daN/ml.}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = +15.18 \text{ daN/ml.}$$

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

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

Pour un IPE 180 : b = 9.1cm

$$9.1 \leq t \leq 13.65 \text{ on adopte } e = \mathbf{11cm}$$

Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z, sd} \times \frac{l}{2} = 259.90 \times 3 = 779.7 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y, sd} \times \frac{l}{2} = 15.18 \times 3 = 45.54 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 R_z = 1559.4 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 R_y = 91.08 \text{ daN}$$

III.3.3 Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 1559.4 \times 11 + 91.08 \times 9 = 17973.12 \text{ daN.cm} = 1.79 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Dimensionnement de l'échantignole :

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

$M_R = M_{sd}$(le moment sollicitant)

$M_{el, Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$ (le moment de résistance élastique de la section)

III.3.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :

$$M_{el, Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{el} = \frac{M_R \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{17973.12 \times 1.1}{2350} = 8.41 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \cdot e^2}{6} \text{ (Pour une section rectangulaire)}$$

La largeur de l'échantignole est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignole

⇒ Traverse IPE 360

⇒ $b = 170 \text{ mm}$.

$$e = \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 8.41}{17}} = 1.72 \text{ cm}$$

$e \approx 1.80 \text{ cm}$

III.4 Etude des lisses de bardages :

III.4.1 Définition :

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquent sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à l'entre-axes courants, portant sur les poteaux de portiques ou potelets intermédiaires. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées.

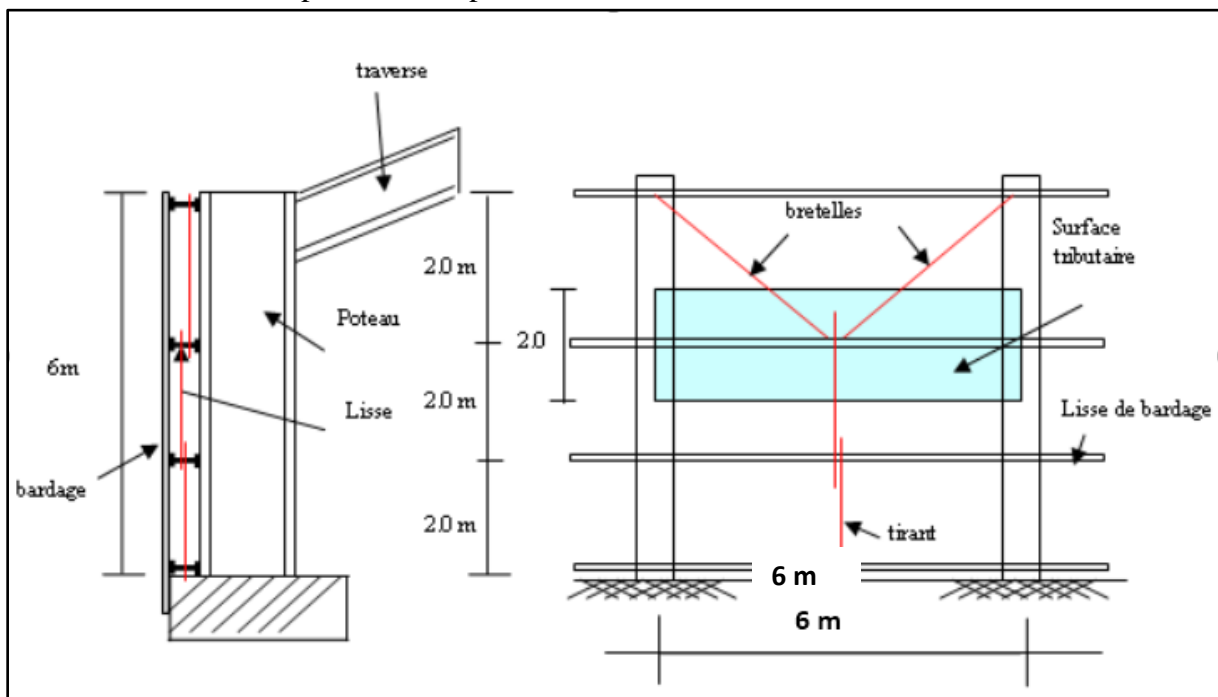


Figure III.16 : Disposition des lisses de bardages.

III.4.2 Principe de dimensionnement :

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y.

De ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale).

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Condition de la stabilité (ELU : déversement) ;
- Condition de flèche (ELS).

III.4.3 Vérification de la lisse de long-pan :

III.4.3.1 Les données

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée L =6m.
- L'entre axe des lisses e= 2m
- Nombre des lisses pour chaque paroi (n=3)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12kg/m²
- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (IPE140) 12.9kg/ml

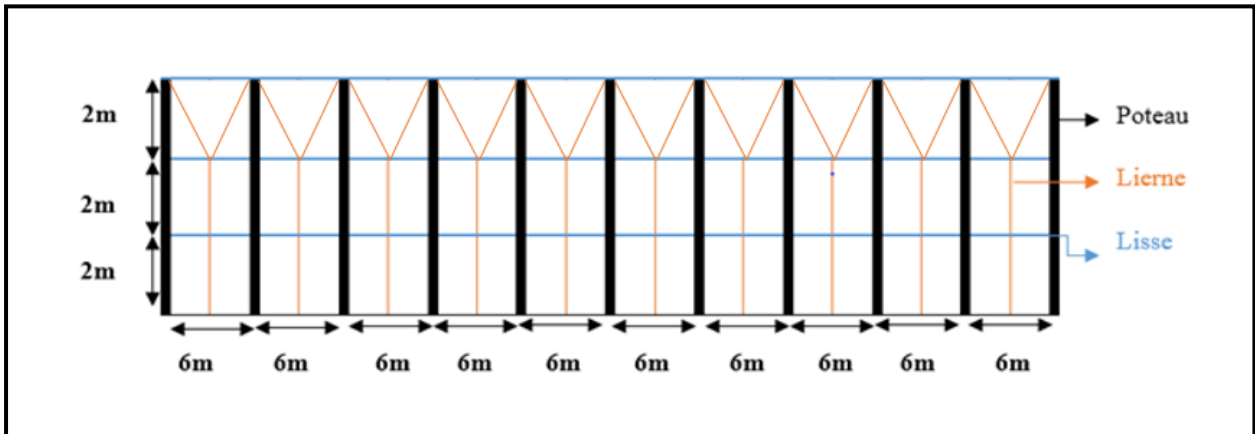


Figure III.17 : Disposition des lisses et les liernes sur le long-pan

III.4.3.2 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 12.9$$

$$G = 56.9 \text{ kg/ml}$$

$$G = 56.9 \text{ daN/ml}$$

a) Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)

$$V = +904.162 \text{ N/m}^2 = 90.41 \text{ daN/m}^2 \text{(tableau II.14 chapitre 2)}$$

$$V = 90.41 \times 2$$

$$V = 180.82 \text{ daN/ml (pression)}$$

III.4.3.3 Combinaison de charges les plus défavorables :

$1.35G + 1.5V$

$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(56.9)$

$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(180.82)$

$Q_{y, sd} = 76.81 \text{ daN/ml}$

$Q_{z, sd} = 271.23 \text{ daN/ml}$

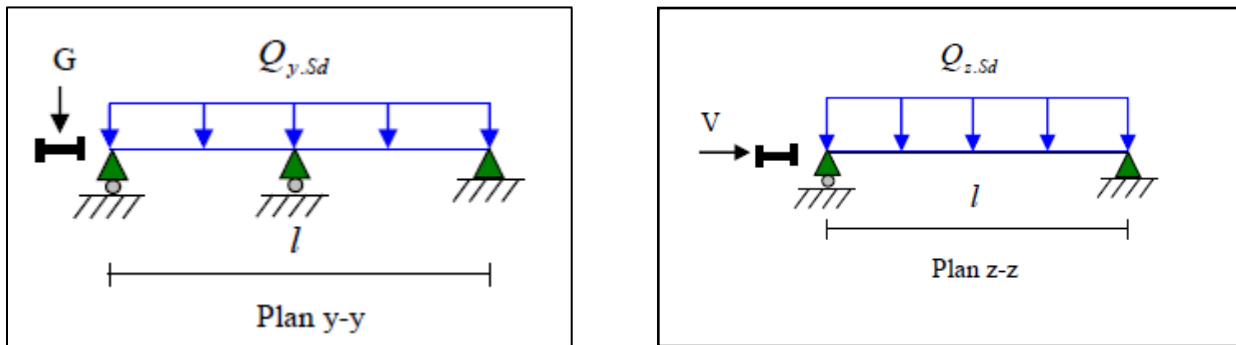


Figure III.18 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.4.3.4 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Par tâtonnement on choisit l'IPE 140

Données concernant ce profilé :

Profilé IPE140	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _z
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ⁴)
	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.34	19.25	7.64	8.76	44.92

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

Classe de la section :

- Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.28 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

- Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72 \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

a) Vérification à la résistance en section :

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

a.1) vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Dans notre cas : La section en I donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{76.81 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \frac{691.29}{8} = 86.41 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{271.23 \times 6^2}{8} = \frac{9764.28}{8} = 1220.53 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz, Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.25 \times 2350}{1.1} = \frac{45237.5}{1.1} = 41125 \text{ daN.cm} = 411.25 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.34 \times 2350}{1.1} = \frac{207599}{1.1} = 188726 \text{ daN.cm} = 1887.26 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1220.53}{1887.26} \right]^2 + \left[\frac{86.41}{411.25} \right]^1 = 0.41 + 0.21 = \mathbf{0.62} \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \implies V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd} \implies V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{z,sd} = \frac{271.23 \times 6}{2} = \frac{1627.38}{2} = 813.69 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times 76.81 \cdot (6/2) = 144.02 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{7.64 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{10365.74}{1.1} = 9423.40 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{8.76 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{11899.42}{1.1} = 10817.65 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 813.69 \text{ daN} \leq V_{plz,Rd} = 9423.40 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 144.02 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 10817.65 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification au déversement :

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

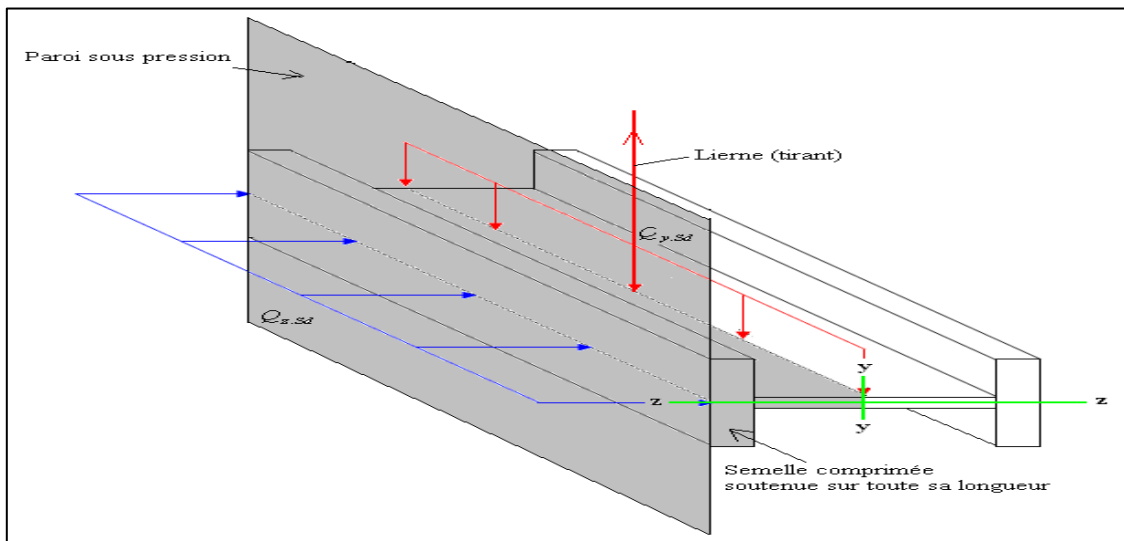


Figure III.19 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

III.4.3.5 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

Vérification de la flèche :

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

$$Q = G + V$$

- Condition de verification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{180.82 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 541.2} = 2.68 \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Avec :
 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$
 $I_y = 541.2 \text{ cm}^4$
 $I_z = 44.92 \text{ cm}^4$
 $L = 600 \text{ cm}$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{56.9 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 44.92} = 0.26 \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Conclusion :

La lisse de long pan en **IPE 140** est vérifiée à la sécurité.

III.4.3.6 Calculs des liernes de long-pan :

III.4.3.6.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25(1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 56.9) \times 3 = 288.05 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{288.05}{2} = 144.02 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon **L₂**.

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

$$T_2 = R + T_1 = 288.05 + 144.02 = 432.07 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales **L₃**

$$2T_3 \times \sin(\theta) = T_2$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin \theta} = \frac{432.07}{2 \sin 33.69}$$

$$T_3 = 389.46 \text{ daN} \quad \text{Avec : } \theta = \arctan \frac{2}{3} = 33.69^\circ$$

III.4.3.6.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est **L₂** :

$$T_2 = N_{sd} = 432.07 \text{ daN (tension)} \downarrow$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{432.07 \times 1.1}{2350} = 0.202 \implies A \geq 0.202 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.202 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.202}{\pi}} = 0.504 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \implies \phi = 10 \text{ mm}$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

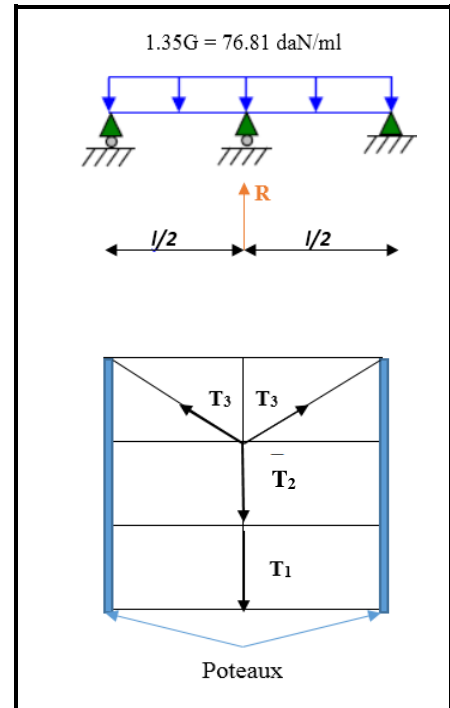


Figure III.20 : Efforts dans les liernes de long-pan .

III.4.4 Vérification de la lisse de pignon : On choisit l'IPE 120**III.4.4.1 Les données**

- L'entre axe des lisses $e = 2\text{m}$
- Nombre des lisses ($n=3$)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12kg/m^2
- Poids propre d'isolants 5kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose 5kg/m^2
- Poids propre de la lisse estimé (IPE 120) 10.4kg/ml

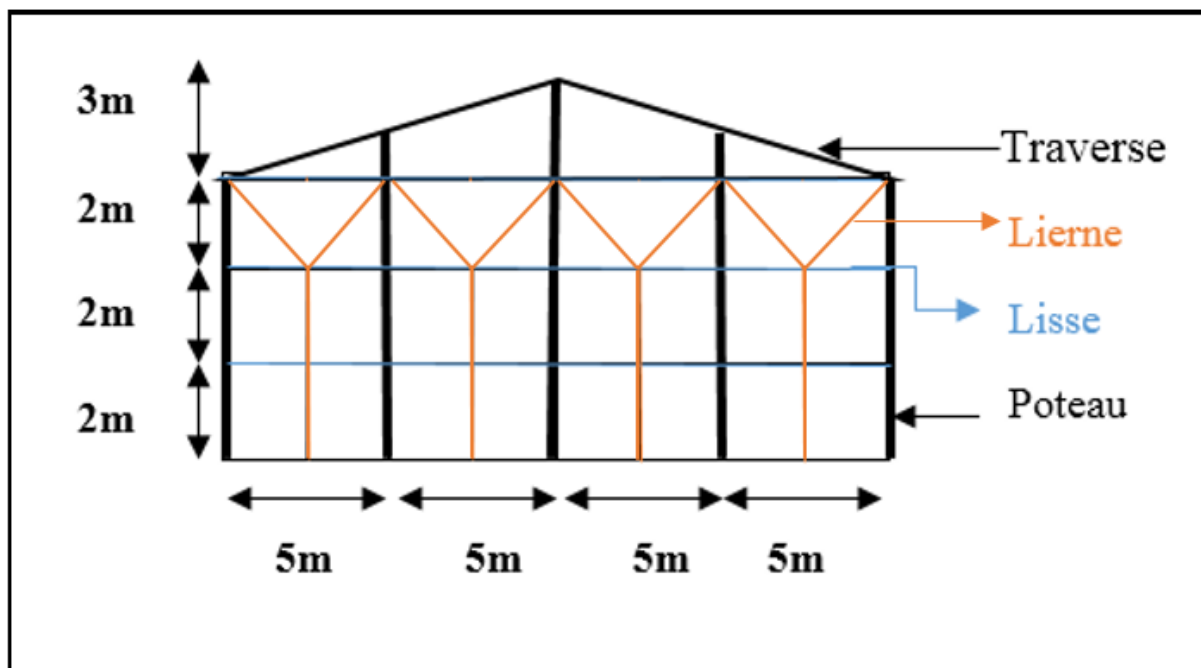


Figure III.21 : Disposition des lisses et des liernes sur le pignon.

III.4.4.2 Evaluation des charges et surcharges :a) Charges permanentes :

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 10.4$$

$$G = 54.4 \text{ kg/ml}$$

$$G = 54.4 \text{ daN/ml}$$

b) Surcharges climatiques du vent :

La lisse de pignon est soumise à un vent de pression de : $V = +1004.625 \text{ N/m}^2$ (tableau 12 chapitre II).

$$V = 100.46 \text{ daN/m}^2 \text{(pression).}$$

$$V = 100.46 \times 2$$

$$V = 200.92 \text{ daN/ml}$$

III.4.4.3 Vérification à l'état limite ultime :

Données concernant ce profilé :

Profilé IPE120	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _z
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ⁴)
	120	64	4.4	6.3	7	107.4	60.7	13.6	6.3	6.9	27.65

Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de l'IPE 120.

Classe de la section :

– Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{32}{6.3} = 5.08 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

– Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72 \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{107.4}{4.4} = 24.4 < 72 \Rightarrow \text{l'âme de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

a) Vérification à la résistance en section :

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

a.1) vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Dans notre cas : La section en I donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35(54.4) = 73.44 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5(200.92) = 301.38 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{73.44 \times \left(\frac{5}{2}\right)^2}{8} = \frac{459}{8} = 57.37 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{301.38 \times 5^2}{8} = \frac{7534.5}{8} = 941.81 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{13.6 \times 2350}{1.1} = \frac{31960}{1.1} = 29054.5 daN.cm = 290.54 daN.m$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{60.7 \times 2350}{1.1} = \frac{142645}{1.1} = 129677.2 daN.cm = 1296.8 daN.m$$

$$\left[\frac{941.81}{1296.8} \right]^2 + \left[\frac{57.37}{290.54} \right]^1 = 0.527 + 0.197 = \mathbf{0.72} \leq \mathbf{1} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \implies V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd} \implies V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{z,sd} = \frac{301.38 \times 5}{2} = \frac{1506.9}{2} = 753.5 daN$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times 73.44 (5/2) = 114.75 daN$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{6.3 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{8557.8}{1.1} = 7771 daN$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{6.9 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{9372.83}{1.1} = 8520.75 daN$$

$$V_{z,sd} = 753.5 daN \leq V_{plz,Rd} = 7771 daN \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 114.75 daN \leq V_{ply,Rd} = 8520.75 daN \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

La stabilité des lisses concerne aussi la vérification au déversement. Dans notre cas la lisse de pignon est soumise à un vent de pression c'est-à-dire la semelle extérieure est comprimée sous l'action du vent et vu quelle est soutenu latéralement sur toute sa longueur, il n'y a pas donc le risque de déversement.

III.4.4.4 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées). $Q = G + V$

- Condition de vérification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Avec : $E = 2.1 \times 10^6 daN/cm^2$ $I_y = 317.8 cm^4$ $I_z = 27.65 cm^4$ $L = 500 cm$
--

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{200.92 \times 10^{-2} \cdot 500^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 317.8} = 2.45 \leq f_{adm} = 2.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

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

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{54.4 \times 10^{-2} \cdot 250^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 27.65} = 0.193 \leq f_{adm} = 1.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Conclusion :

La lisse de pignon en **IPE 120** est vérifiée à la sécurité.

III.4.4.5 Calcul des liernes de pignon :

III.4.4.5.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1.25(1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 54.4) \times 2.5 = 229.5 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de la lierne **L₁**

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{229.5}{2} = 114.75 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon **L₂**.

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

$$T_2 = R + T_1 = 229.5 + 114.75 = 344.25 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales **L₃**

$$2T_3 \times \sin(\theta) = T_2$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin \theta} = \frac{344.25}{2 \sin 38.65}$$

$$T_2 = 275.62 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } \theta = \arcsin \frac{2}{2.5} = 38.65^\circ$$

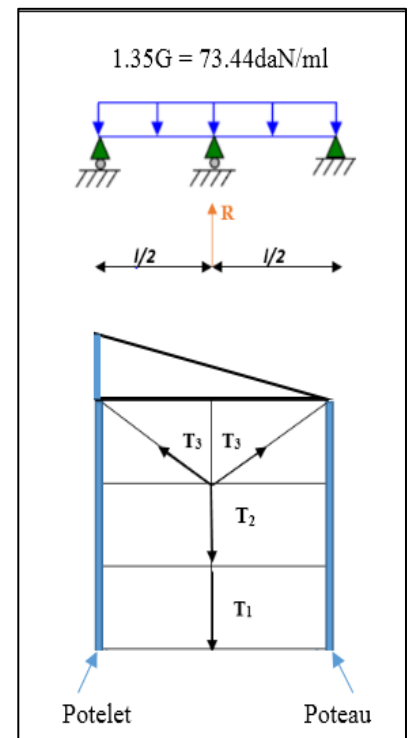


Figure III.22 : efforts dans les liernes de pignon.

III.4.4.5.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₂ :

$$T_2 = N_{sd} = 344.25 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{344.25 \times 1.1}{2350} = 0.161 \implies A \geq 0.161 \text{ cm}^2 \text{ et } A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.161 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.161}{\pi}} = 0.51 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \implies \phi = 10 \text{ mm}$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm.

III.5 Etude des potelets :**III.5.1 Définition :**

Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions dus au vent

III.5.2 Les données

- La hauteur de potelet le plus chargé L = 9m.
- La longueur de la lisse L = 5m
- L'entre axe des potelets e = 5m
- Nombre de lisses supportées par le potelet (n=3)
- Poids propre de bardage.....12kg/m²
- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de la lisse (IPE120) 10.4kg/ml

III.5.3 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu)

a) Charges permanents G :

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{accessoire}}) \times S_{\text{tributaire}}$$

$$G = (10.4 \times 5 \times 3) + (12 + 5 + 5) \times (5 \times 9)$$

$$G = 1146 \text{ Kg}$$

$$G = 1146 \text{ daN}$$

b) Surcharges climatiques V

$$V = 100.46 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{tableau 12 chapitre II})$$

$$V = 100.46 \times 5$$

$$V = 502.3 \text{ daN/ml}$$

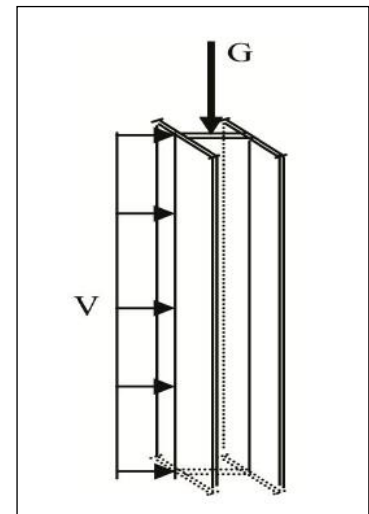


Figure III.23 :
Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

III.5.4 Dimensionnement du potelet :

– Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 502.3 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} ; f_{adm} = \frac{900}{200} = 450 \text{ cm}$$

$l = 9\text{m}$: longueur du potelet le plus chargé

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{502.3 \times 10^{-2} \cdot 900^3}{2.1 \times 10^6} = 4540.88 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

– Ce qui correspond à un profilé **IPE 270** ($I_y = 5790 \text{ cm}^4$)

Données concernant ce profilé :

Profilé IPE270	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G Kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	d mm	A cm ²	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _z cm	i _y cm	I _z cm ⁴	I _y cm ⁴
	36.1	270	135	6.6	10.2	219.6	45.9	484	96.95	3.02	11.23	419.9	5790

Tableau III.5: Caractéristiques géométriques de l'IPE 270.

Calcul de la charge permanent G (avec IPE270) :

$$G = 1146 + (P_{profilé} \times L_{profilé}) = 1146 + (36.1 \times 9)$$

$$G = 1470.9 \text{ daN}$$

III.5.5 Vérification de la section à la résistance :

a) Incidence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 502.3 = 753.45 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{753.45 \times 9}{2} = \frac{6781.05}{2} = 3390.52 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 22.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{22.14 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{30074.56}{1.1} = 27340.51 \text{ daN} .$$

$$V_{sd} = 3390.52 \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 13670.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

b) Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1470.9 = 1985.715 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45.9 \times 2350}{1.1} = \frac{107865}{1.1} = 98059.09 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 24514.77 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 45.9 - 2 \times 13.5 \times 1.02 = 18.36 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 18.36 \times 2350 / 1.1 = 19611.81 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1985.715 \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 24514.77 ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0} = 19611.81)$$

$$N_{sd} = 1985.715 \text{ daN} \leq 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0} = 19611.81 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

c) Vérification à la flexion :

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Sd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

Classe de la section :

- Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 10 \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(135 - 6.6 - 30)/2}{10.2} = 4.82 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01}$$

- Classe de l'âme (flexion composée):

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{1985.715}{1551} = 1.28 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{219.6} \left(\frac{219.6 + 12.8}{2} \right) = 0.52 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396}{5.76} = 68.75 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01}$$

Donc la section est de classe 1

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{484 \times 2350}{1.1} = \frac{1137400}{1.1} = 1034000 \text{ daN.cm} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 502.3 = 753.45 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{753.45 \times 9^2}{8} = \frac{61029.45}{8} = 7628.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 7628.68 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Rd} = 10340 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.6 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) **Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

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

- Longueur de flambement :

$$l_y = L = 9 \text{ m.}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{900}{11.23} = 80.14$$

- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{80.14}{93.9} = 0.85$$

- Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 10.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : courbe **a** $\implies \alpha = 0.21$

- Facteur de réduction

$\chi_y = 0.7659$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

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

- Longueur de flambement :

$$l_z = L = 2 \text{ m (entraxe des lisses).}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3.02} = 66.22$$

- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{66.22}{93.9} = 0.70$$

- Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 10.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z : courbe **b** $\implies \alpha = 0.34$

- Facteur de réduction

$\chi_z = 0.7837$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min (0.7659 ; 0.7837)$$

$$\chi_{min} = 0.7659$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9$$

λ_{LT} : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{200}{3.02}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/3.02}{27/1.02} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{66.22}{1.139} = 58.14$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{58.14}{93.9} = 0.61 > 0.4 \implies \text{il y'a risque de déversement}$$

courbe $\implies \alpha = 0.21$

$\chi_{LT} = 0.8862 < 1$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

➤ Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} \times W_{el,z}}{W_{el,y}} \right) = 0.85 \times 2((1.3) - 4) + \left(\frac{484 \times 428.9}{428.9} \right)$$

$$\mu_y = -1.19 + 0.128$$

$$\mu_y = -1.06 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{ed}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.06 \times 1985.71}{0.7659 \times 45.9 \times 2350} = 1 + \frac{2104.85}{83002.11} = 1.02 < 1.5$$

- β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.70 \times 1.3 - 0.15 = -0.013 < 1.5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{ed}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.013 \times 1985.71}{0.7837 \times 45.9 \times 2350} = 1 + \frac{25.81}{84533.8} = 1$$

- β_{MLT} Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl;Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{1985.715}{0.7659 \times 98059.09} + \frac{1.02 \times 7628.68}{10340}$$

$$0.02 + 0.75 = 0.77 < 1 \text{condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl;Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} = \frac{1985.715}{0.7837 \times 98059.09} + \frac{1 \times 7628.68}{0.8862 \times 10340}$$

$$0.025 + 0.832 = 0.85 < 1 \text{condition vérifiée}$$

$N_{sd} = 1985.715 \text{ daN}$
$\chi_{min} = 0.7659$
$N_{pl;Rd} = 98059.09 \text{ daN}$
$k_y = 1.02$
$M_{y,sd} = 7628.68 \text{ daN.m}$
$M_{pl,y,Rd} = 10340 \text{ daN.m}$
$\chi_z = 0.7837$
$k_{LT} = 1$
$\chi_{LT} = 0.8862$

Conclusion :

L'IPE 270 convient comme potelet.

CONCLUSION

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

Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

- ✚ **Les pannes : IPE 180**
- ✚ **L'échantignole : épaisseur de e = 1.80 cm.**
- ✚ **Les liernes de la toiture : barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm**
- ✚ **Les lisses du long-pan : IPE 140**
- ✚ **Les liernes du long-pan : barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm**
- ✚ **Les lisses du pignon : IPE 120**
- ✚ **Les liernes du pignon : barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm**
- ✚ **Les potelets : IPE 270**

CHAPITRE IV

Etude sismique

Etude sismique

INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. 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 **de règles parasismiques** actuelles "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable).

C'est en général l'ingénieur du bureau d'étude qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, aciers, 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 spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.1 Méthode statique équivalente :

IV.1.1 Principe

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($H=9m < 65m$) et sa régularité en plan ($\frac{60}{20} = 3 < 4$) et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

• Caractéristiques du hangar étudié :

- Wilaya d'implantation : Bejaia.
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Groupe d'usage 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne (bâtiments industriels).
- Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

IV.1.2 Calcul de la force sismique totale :(art 4.2.3 RPA99/03)

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

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

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par un tableau (4.1 du RPA99/03), le coefficient d'accélération A est tiré en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Zone IIa} \\ \Rightarrow \text{Groupe d'usage 2} \end{aligned} \quad \Longrightarrow \quad A = 0.15$$

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

Il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases} \quad \text{formule (4.2)}$$

Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad \text{formule (4.3)}$$

- Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

$\xi(\%)$: le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

$$\Rightarrow \text{D'après le tableau (4.2)} \Rightarrow \xi = 4\%$$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 4)}} = 1.08 \geq 0.7$$

Estimation de la période fondamentale de la structure T :

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.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \quad (4.6)$$

- h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_n = 9\text{m}$.
- C_t : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. Donné par le tableau (4.6).

On a : Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie :

$$C_t = 0.085$$

$$\Rightarrow \text{Donc : } T = 0.085 \cdot (9)^{3/4}$$

$$\Rightarrow T = 0.44 \text{ s}$$

Calcul du T_2 :

T_2 est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7.

On a un sol de catégorie de 3 (S3)

$$\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$\text{- Sens longitudinal : } 0 < T = 0.44 \text{ s} < T_2 \text{ donc : } D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7.$$

$$\text{- Sens transversal : } 0 < T = 0.44 \text{ s} < T_2 \text{ donc : } D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7.$$

$D_x = D_y$ donc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

c) Coefficient de comportement global de la structure (R) : (tableau 4.3 du RPA99/03)

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par portiques autostables ductiles

$$\Rightarrow R = 6$$

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en X

$$\Rightarrow R = 4$$

d) Facteur de qualité (Q) :

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

- La redondance et la géométrie des éléments.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (\text{formule (4.4)})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non".
Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/Version2003).

- Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q

Critère q	P_q	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	Non observé
2. Redondance en plan	0.05	Non observé
3. Régularité en plan	0	Observé
4. Régularité en élévation	0	Observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	Observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	Observé
$\sum P_q$	0.1	

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités P_q .

On aura :

$$\Rightarrow Q = 1 + \sum P_q = Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0$$

$$\Rightarrow Q = 1.10$$

e) Calcul de poids de la structure (W) :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule (4.5)})$$

W : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation.

- β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

- Valeurs du coefficient de pondération β

$$\beta = 0.5 \text{ (Entrepôts, hangars)} \quad (\text{Tableau 4.5})$$

- 1) Calcul des charges permanente W_{Gi} de tous les éléments qui constituent notre hangar :

Élément	IPE utilisé	Poids propre (Kg/m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément (m)	La charge W (kN)
Panne	IPE 180	18.8	14	60	157.92
Lisse du long pan	IPE 140	12.9	6	60	46.44
Lisse du pignon	IPE 120	10.4	6	20	12.48
Poteau	IPE 360	57.1	22	6	75.37
Traverse	IPE 360	57.1	22	10.44	131.14
Potelet du milieu	IPE 270	36.1	2	9	6.49
Potelet	IPE 270	36.1	4	7.49	10.81
Liernes	Barre rond $\phi= 10$ mm	0.620		621.6	3.85
Palé de stabilité	L70×70×5	5.37		67.84	3.64
Poutre au vent	L70×70×5	5.37		127.2	6.83
Élément		Poids propre (Kg/m)	Nombre	Surfaces (m ²)	La charge W (kN)
Couverture du versant de toiture	Panneau (12+5)	17	2	626.4	212.97
Couverture du long pan	Panneau (17+5)	22	2	360	158.4
Couverture du pignon	Panneau (17+5)	22	2	150	66
				ΣW_{Gi}	892.34

Tableau IV.2 : Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.

2) Calcul des charges permanente W_{Qi} de tous les élément qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = (P_{\text{neige}} + P_{\text{vent}}) \times S_{\text{toiture}}$$

$$W_{Qi} = (0.12 + 1.239) \times 1252.8$$

$$W_{Qi} = 1703 \text{ KN.}$$

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

$$\Rightarrow W = 892.34 + 0.5 \times 1703$$

$$\Rightarrow W = 1743.84 \text{ KN.}$$

Détermination de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.1 \times 2.7 \times 1.1}{6} \times 1743.84$$

$$V_x = 86.32 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.1 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 1743.84$$

$$V_y = 129.48 \text{ kN}$$

Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times Wh}{Wh}$$

F_i : force horizontale appliquée au niveau i

F_t : la force concentrée au sommet de la structure ($F_t = 0$ car $T = 0.44 < 0.7$).

W : poids total de la structure (**1743.84 KN**).

V : la force sismique totale

h : la hauteur de chaque niveau

Sens longitudinal sens X :

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ix} = (V_x - F_{tx})$$

$$\Rightarrow F_{ix} = V_x$$

$$\Rightarrow F_{ix} = 86.32 \text{ KN}$$

Sens transversal sens Y :

$$F_{ty} = 0$$

$$F_{iy} = (V_y - F_{ty})$$

$$\Rightarrow F_{iy} = V_y$$

$$\Rightarrow F_{iy} = 129.48 \text{ KN}$$

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V1 pignon)

$$V = 123.94 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V = 123.94 \times S_{\text{toiture}}$$

$$V = 123.94 \times 1252.8$$

$$V = 155272 \text{ daN} = 1552.72 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V > V_x$$

$$\Rightarrow V > V_y$$

CONCLUSION

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

CHAPITRE V

Etude du portique

Etude du portique

INTRODUCTION

Les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composées de traverses (ou fermes), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les traverses.

Leur conception varie en fonction :

- De leur portée : on utilise les profils laminés à sections constantes pour des petites portées (Jusqu'à 40 m), des PRS à sections variables pour des longues portées (entre 40 et 80 m), et des portiques à treillis pour les très longues portées (par exemple : hangars aéronautiques entre 80 et 140 m).
- Du schéma statique de la structure en général et du portique en particulier. Ce schéma statique dépend aussi de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements utilisés (machines vibrantes ou non, etc....)
- Du procédé technologique utilisé par le constructeur.

V.1 Caractéristiques du portique étudié :

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux : $h = 6\text{ m}$
- La hauteur de faitage : $H = 9\text{ m}$
- La portée entre les poteaux : $b = 20\text{ m}$
- La longueur des traverses : $s = 10.44\text{ m}$
- L'entraxe des portiques : $L = 6\text{ m}$

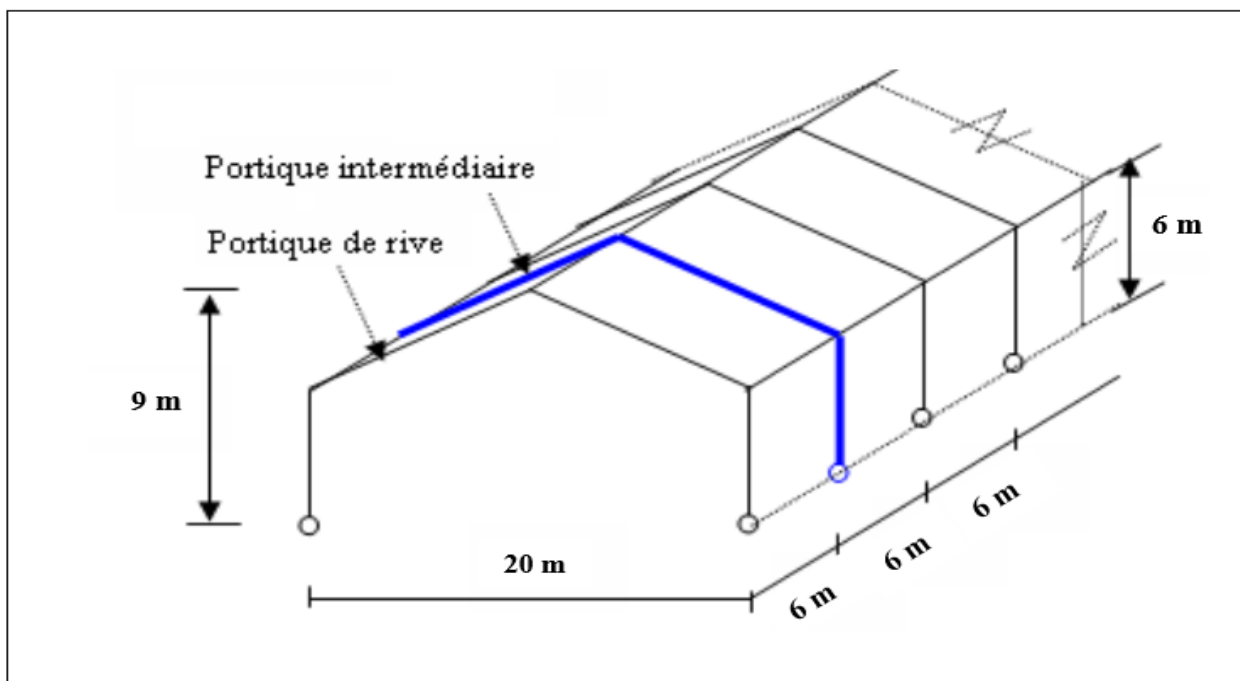


Figure V.1 : Vue du portique en 3D.

V.2 Efforts sollicitant le portique :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

V.2.1 Charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12 kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose.....5 kg/m²
- Poids propre de la panne (IPE 180)18.8 kg/ml=11.75 kg/m²
- Traverse (estimée).....12 kg/m²

Poids total :

$$G = P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{Panne}} + P_{\text{Traverse}}$$

$$G = 12 + 5 + 11.75 + 12$$

$$G = 40.75 \text{ kg/m}^2$$

Entraxe des portiques est de : L = 6m

$$G = 40.75 \times 6$$

$$G = 244.5 \text{ kg/ml}$$

V.2.2 Effet de la neige :(voir CH.2)

$$N = 12 \text{ kg/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 12 \times 6$$

$$N = 72 \text{ Kg/ml}$$

V.2.3 Effet du vent : (voir CH.2)

- Vent avant-arrière (le plus défavorable)
- $q_j[\text{kg/ml}] = q_j[\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$

Parois Verticales					Toiture				
ZONE	Cpe	Cpi	qj [kg/m ²]	qj [kg/ml]	ZONE	Cpe	Cpi	q [kg/m ²]	qj [kg/ml]
A	-1	-0.2	-80.37	-482.22	F	-1.337	-0.2	-123.94	-743.64
B	-0.8	-0.2	-60.27	-361.62	G	-1.314	-0.2	-121.43	-728.58
C	-0.5	-0.2	-30.13	-180.78	H	-0.662	-0.2	-46.00	-276.00
D	+0.8	-0.2	+100.46	+602.76	I	-0.500	-0.2	-32.70	-196.20
E	-0.3	-0.2	-10.04	-60.36					

Tableau V.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent le plus défavorable (sens VI).

- **Représentation du portique intermédiaire :**

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

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

- ⇒ (+) pression ; action du vent vers la paroi
- ⇒ (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

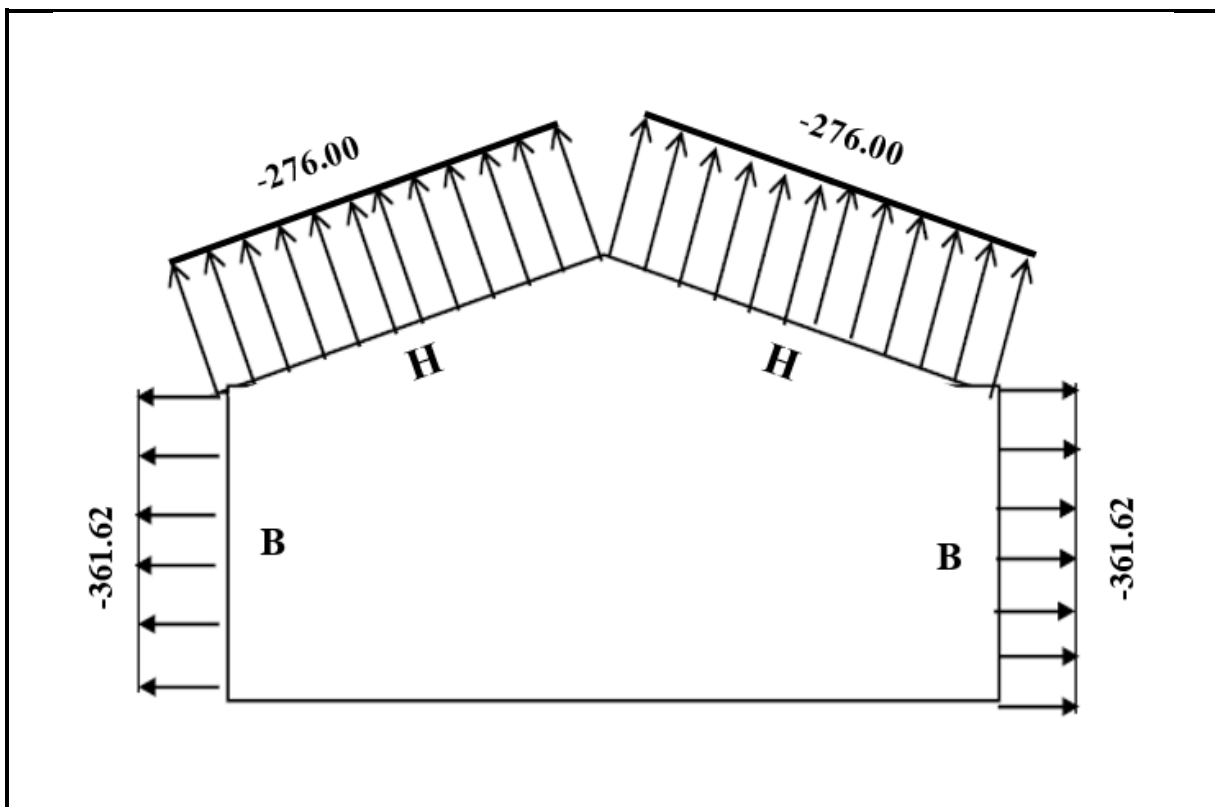


Figure V.2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kg/ml (dépression).

Remarque :

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la zone H comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent : **W = 276.00 kg/ml**

V.3 Calcul des efforts internes :

Le calcul des efforts internes de notre portique, se fera avec la méthode des forces et déplacements de la RDM.

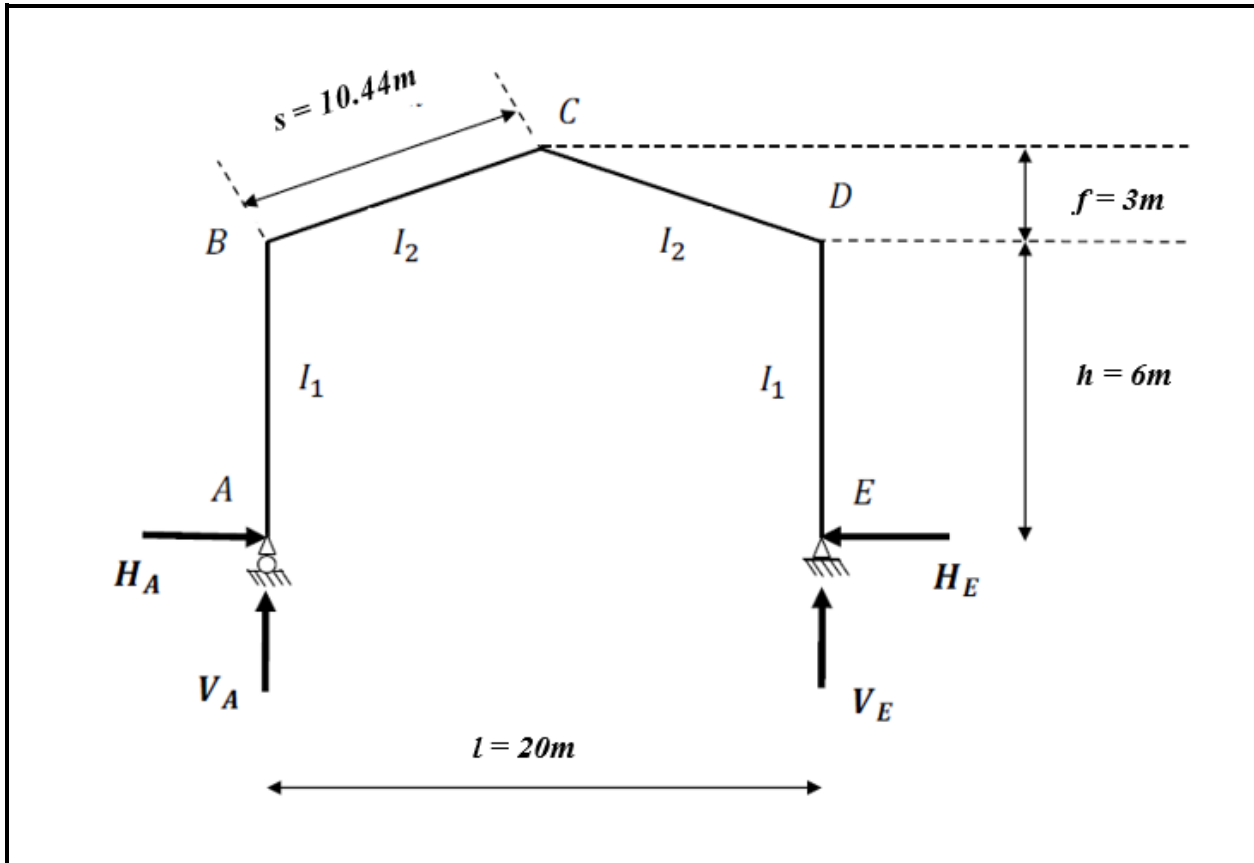


Figure V.3 : Efforts internes.

On assume $I_2 \approx I_1$

- $k = \frac{\text{raideur-rampant}}{\text{raideur-bequille}} = \frac{I_2 h}{I_1 s} = \frac{h}{s} = \frac{6}{10.44} = 0.574$
- $\varphi = \frac{f}{h} = \frac{3}{6} = 0.5$
- $\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.574 + 3 + (3 \times 0.5) + (0.5)^2 = 5,324$

V.3.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge de neige)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

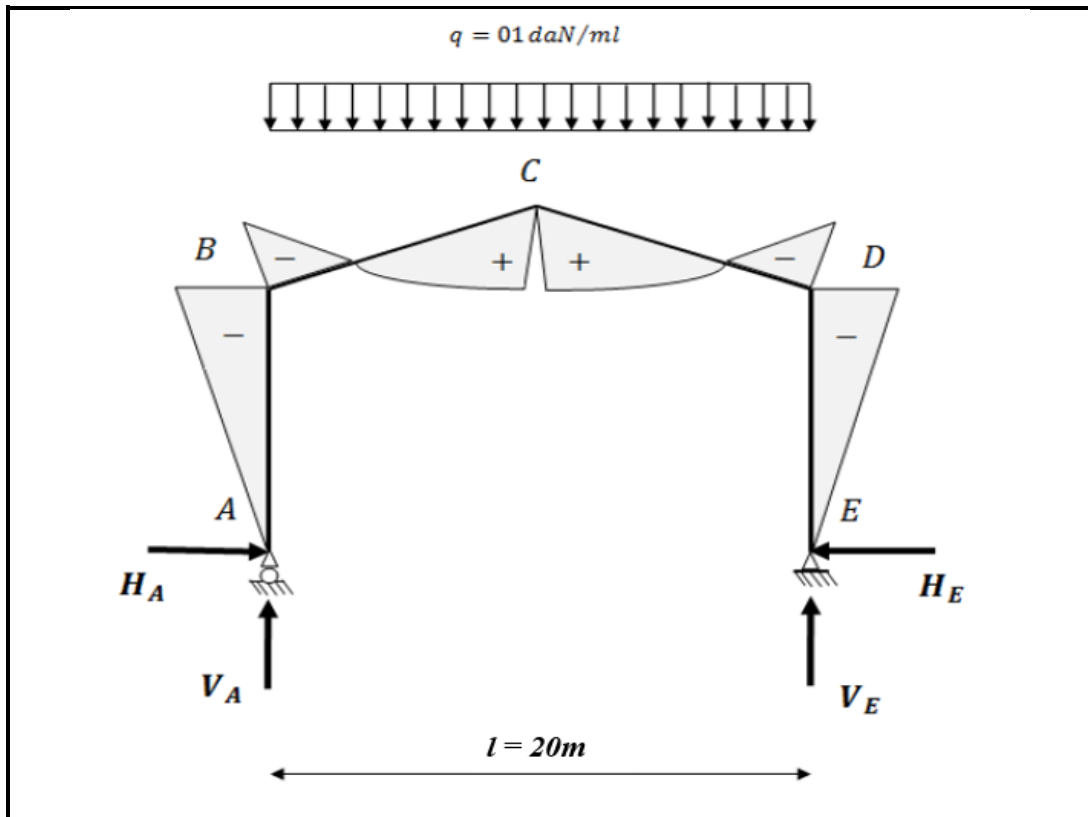


Figure V.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\left[\begin{aligned} \beta &= \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+(5 \times 0.5)}{4 \times 5.324} = 0.493 \\ \gamma &= 1 - \beta(1 + \varphi) = 1 - 0.493(1 + 0.5) = 0.2605 \end{aligned} \right.$$

- On trouve les efforts internes suivants

$$\left[\begin{aligned} H_A = -H_E &= \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0.493 \times \frac{1 \times (20^2)}{8 \times 6} = 4.10 \text{ kg} \\ V_A = V_E &= \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 20}{2} = 10 \text{ kg} \\ M_B = M_D &= -\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.493 \times \frac{1 \times (20^2)}{8} = -24.65 \text{ kg.m} \\ M_C &= \gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = 0.2605 \times \frac{1 \times (20^2)}{8} = 13.025 \text{ kg.m} \end{aligned} \right.$$

V.3.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

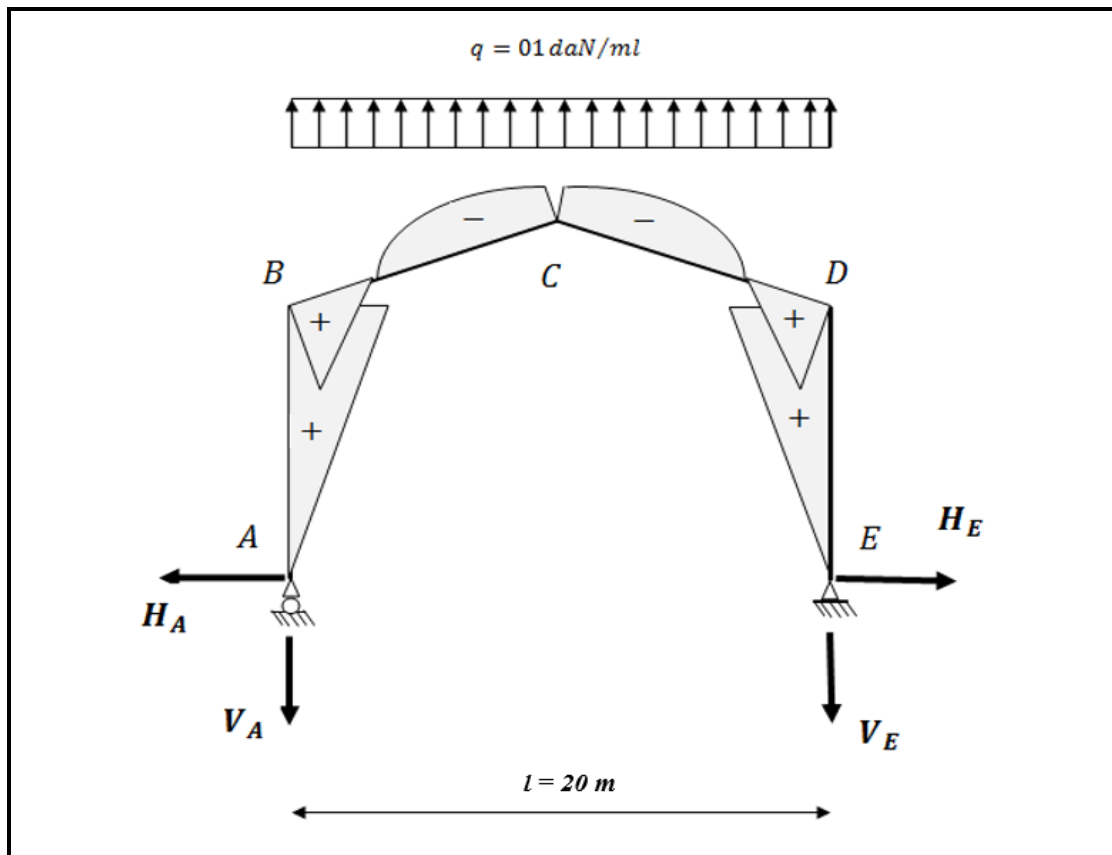


Figure V.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

- On trouve les efforts internes suivants :

$$-H_A = H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8 h} = 0.493 \times \frac{1 \times (20^2)}{8 \times 6} = 4.10 \text{ kg}$$

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

$$M_B = M_D = +\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = +0.493 \times \frac{1 \times (20^2)}{8} = +24.65 \text{ kg.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.2605 \times \frac{1 \times (20^2)}{8} = -13.025 \text{ kg.m}$$

V.3.3 Vent horizontal :(dépression)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

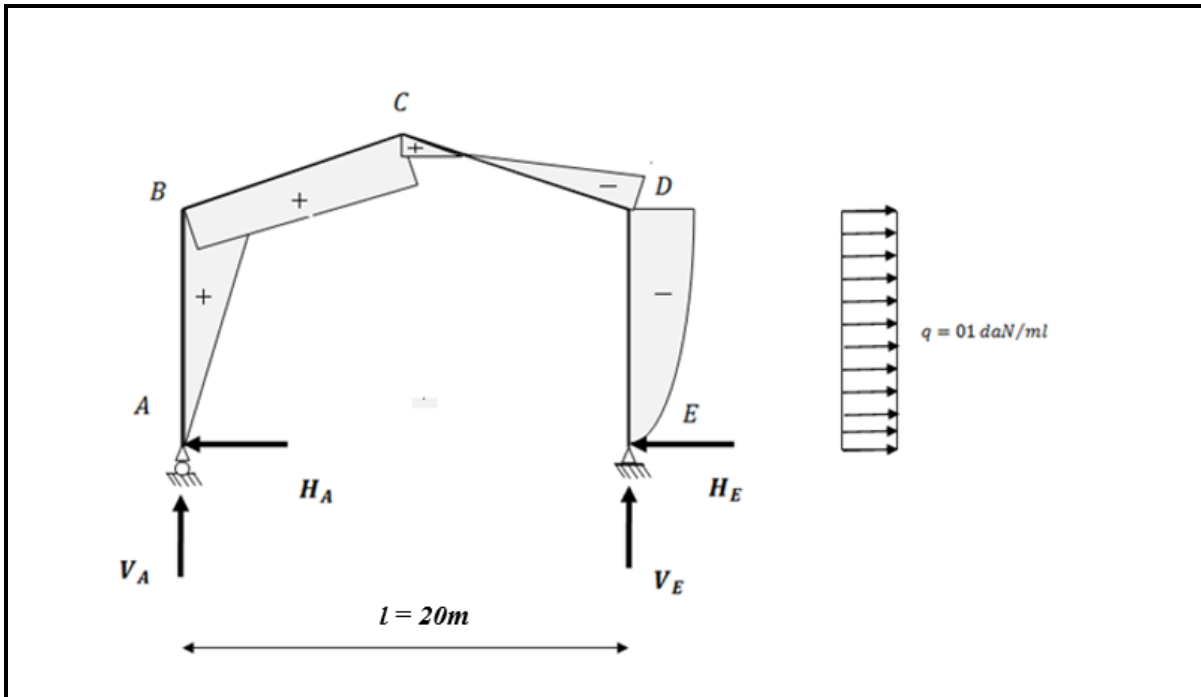


Figure V.6 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

$$\left[\begin{aligned} \delta &= \frac{5k + 12 + 6\varphi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0.574) + 12 + (6 \times 0.5)}{8 \times 5.324} = 0.419 \\ \beta &= (1 - \delta) = (1 - 0,419) = 0,580 \\ \gamma &= \delta(1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0.419 (1 + 0.5) - \frac{1}{2} = 0.128 \end{aligned} \right.$$

$$\left[\begin{aligned} H_A &= \delta \frac{q \cdot h}{2} = 0.419 \times \frac{1 \times 6}{2} = 1.257 \text{ kg} \\ H_E &= qh - H_A = (1 \times 6) - 1.257 = 4.743 \text{ kg} \\ V_E &= -V_A = -\frac{q \cdot h^2}{2l} = -\frac{1 \times 6^2}{2 \times 20} = -0.90 \text{ kg} \end{aligned} \right.$$

$$M_D = -\beta \frac{q \cdot h^2}{2} = -0.58 \times \frac{1 \times (6^2)}{2} = -10.44 \text{ daN.m}$$

$$M_B = \delta \frac{q \cdot h^2}{2} = 0.419 \times \frac{1 \times (6^2)}{2} = 7.54 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{q \cdot h^2}{2} = 0.1285 \times \frac{1 \times (6^2)}{2} = 2.31 \text{ daN.m}$$

V.4 Tableaux récapitulatifs :

a) Efforts internes sous la charge unitaire

Actions	q (kg/ml)	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
		H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	1	+4.10	-4.10	+10	+10	-24.65	+13.025	-24.65
N	1	+4.10	-4.10	+10	+10	-24.65	+13.025	-24.65
V ₁ (horizontale)	1	-1.257	-4.743	-0.9	+0.9	+7.542	+2.313	-10.44
V ₂ (soulèvement)	1	-4.10	+4.10	-10	-10	+24.65	-13.025	+24.65

Tableau V.2 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.

b) Efforts internes sous les charges actuelles

Actions	q kg/ml	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
		H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	244.5	+1002.45	-1002.45	+2445	+2445	-6029.92	+3184.61	-6029.92
N	72	+295.20	-295.20	+720	+720	-1774.8	+937.8	-1774.8
V ₁ (Horizontale)	361.62	-454.55	-1715.16	-325.45	+325.45	+2727.33	+836.42	-3775.31
V ₂ (Soulèvement)	276.00	-1131.6	+1131.6	-2760	-2760	+6803.4	-3594.9	+6803.4
V ₃ = V ₁ + V ₂		-1586.15	-583.56	-3085.45	-2434.55	+9530.73	-2758.48	+3028.09

Tableau V.3 : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles.

c) Combinaisons a l'ELU

Combinaisons	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1.35G+1.5N	+1796.10	-1796.10	+4380.75	+4380.75	-10798.54	+5705.92	-10798.54
1.35G+1.35N+1.35V ₃	-345.36	+1008.11	+215.09	+1093.82	+2068.96	+1981.79	-6710.61
G+1.5V ₃	-1376.95	-1877.98	-2183.5	-1207.14	+8270.31	-953.30	-1484.78

Tableau V.4 : Combinaisons a l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.

V.5 Calcul de l'imperfection géométrique :(défaut d'aplomb)

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

Nous avons :

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

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

$$\phi_0 = 1/200$$

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

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

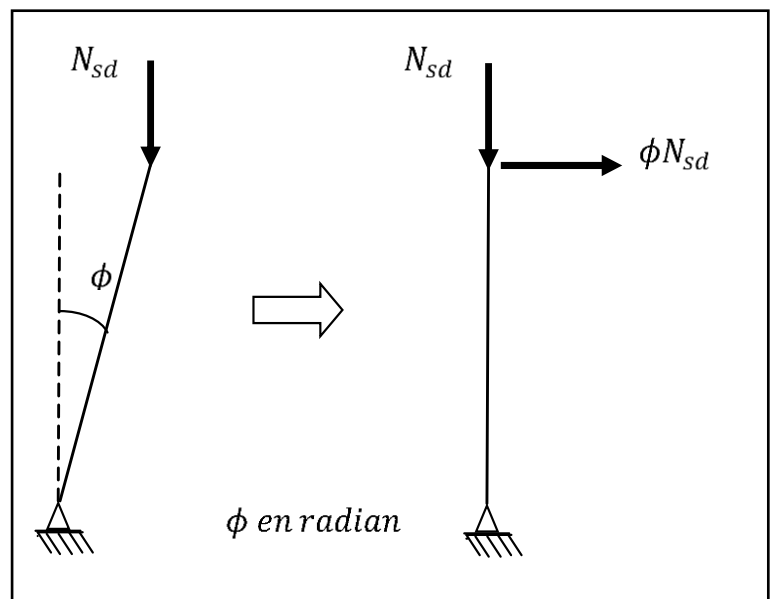


Figure V.7 : Imperfection géométrique.

Avec :

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

On trouve :

- $h = 9m$: hauteur de la structure.
- $m = 2$: nombre de poteaux dans une file.
- $\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/2)]} = 0.866$
- $\alpha_h = 2/\sqrt{9} = 0.666$
- $\phi_0 = 1/200 = 0.005$
- $\phi = 0.005 \times 0.666 \times 0.866 = 0.0028$

V.5.1 Modélisation avec les imperfections :

a) Efforts en pieds de poteaux aux ELU

Combinaisons ELU	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	H _A	V _A	H _E	V _E	H (kN)	V(kN)
Comb 1	+17.96	+43.80	-17.96	+43.80	00.00	+87.6
Comb 2	-3.45	+2.15	+10.08	+10.93	+6.63	+13.08
Comb 3	-13.76	-21.83	-18.77	-12.07	-32.53	-33.9

Tableau V.5 : Efforts en pieds des poteaux aux l'ELU.

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

Combinaisons ELU	0.15 V	$ H \geq 0.15 V $
Comb 1	+13.14	NON
Comb 2	+1.96	OUI
Comb 3	-5.08	OUI

Tableau V.6 : Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb.

Remarque :

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

b) Efforts équivalents en tête des poteaux

Combinaison	Poteau 1		Poteau 2	
	N _{sd} (kN)	H _{eq} = φN _{sd} (kN)	N _{sd} (kN)	H _{eq} = φN _{sd} (kN)
Comb 1 1.35G+1.5N	43.80	0.12	43.80	0.12

Tableau V.7 : Efforts équivalent en tête des poteaux.

V.5.2 Calcul des efforts internes additionnels :

a) Effort horizontal en tête du poteau

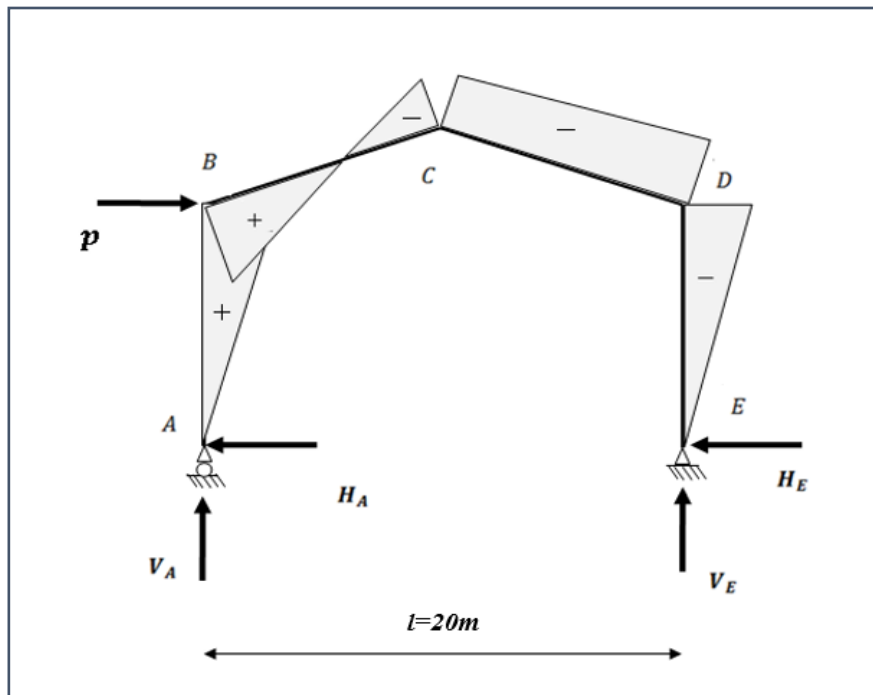


Figure V.8 : Effort horizontal en tête du poteau.

$$P = 2 \times 0.12 = 0.24 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.5 \cdot (3 + 2 \times 0.5)}{2 \times 5.324} \right] = 0.5939$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.5(3 + 2 \times 0.5)}{2 \times 5.324} \right] = 0.4060$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1 + \varphi)(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.5}{2} \left[1 - \frac{(1 + 0.5)(3 + 2 \times 0.5)}{2 \times 5.324} \right] = 0.1091$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.24}{2} \left[1 + \frac{0.5(3 + 2 \times 0.5)}{2 \times 5.324} \right] = 0.14 \text{ KN}$$

$$H_E = P - H_A = 0.24 - 0.14 = 0.10 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0.24 \times 6}{20} = -0.072 \text{ KN}$$

$$M_B = \beta Ph = 0.5939 \times 0.24 \times 6 = 0.85 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.4060 \times 0.24 \times 6 = -0.58 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.1091 \times 0.24 \times 6 = -0.15 \text{ kN.m}$$

V.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq} :

Combinaisons	Réactions d'appuis (kN)				Moments (kN.m)		
	H_A	H_E	V_A	V_E	M_B	M_C	M_D
1.35G+1.5N	+17.96	-17.96	+43.80	+43.80	-107.98	+57.05	-107.98
P	-0.14	-0.1	-0.072	+0.072	+0.85	-0.15	-0.58
1.35G+1.5N+P	+17.82	-18.06	+43.728	+43.872	-107.13	+56.9	-108.56
1.35G+1.35N+1.35V ₃	-3.45	+10.08	+2.15	+10.93	+20.68	+19.81	-67.10
G+1.5V ₃	-13.76	-18.77	-21.83	-12.07	+82.70	-9.53	-14.84

Tableau V.8 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments avec prise en compte de H_{eq} .

V.6 Choix de la méthode d'analyse :

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

- Si $\alpha_{cr} \geq 10$ **Structure rigide** : analyse élastique au 1^{er} ordre.
- Si $\alpha_{cr} < 10$ **Structure souple** : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2^{ème} ordre.
- Si $\alpha_{cr} \geq 15$ **Structure rigide** : analyse plastique.

V.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique α_{cr} :

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

Avec :

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

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

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

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

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

I : le moment d'inertie de l'IPE 360 suivant l'axe yy (estimé)

$$R = \frac{I_1 s}{I_2 h} = \frac{s}{h} = \frac{10.44}{6} = 1.74$$

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{600^2} = 9364.54 \text{ KN}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{1044^2} = 3089.92.54 \text{ KN}$$

Sous la combinaison 1.35G + 1.5N :

$$N_{Sd,t} = 43.80 \sin 16.69 + 17.96 \cos 16.69 = 29.78 \text{ KN}$$

$$N_{Sd,p} = 43.80 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{Sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{29.78}{3089.92} + (4 + 3.3 \times 1.74) \left(\frac{43.80}{9364.54} \right) \right] = 0.041 < 0.1$$

⇒ Structure rigide

⇒ On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

V.7 Pré-dimensionnement de la traverse :

a) Moments sous la combinaison : $1.35G + 1.5N$

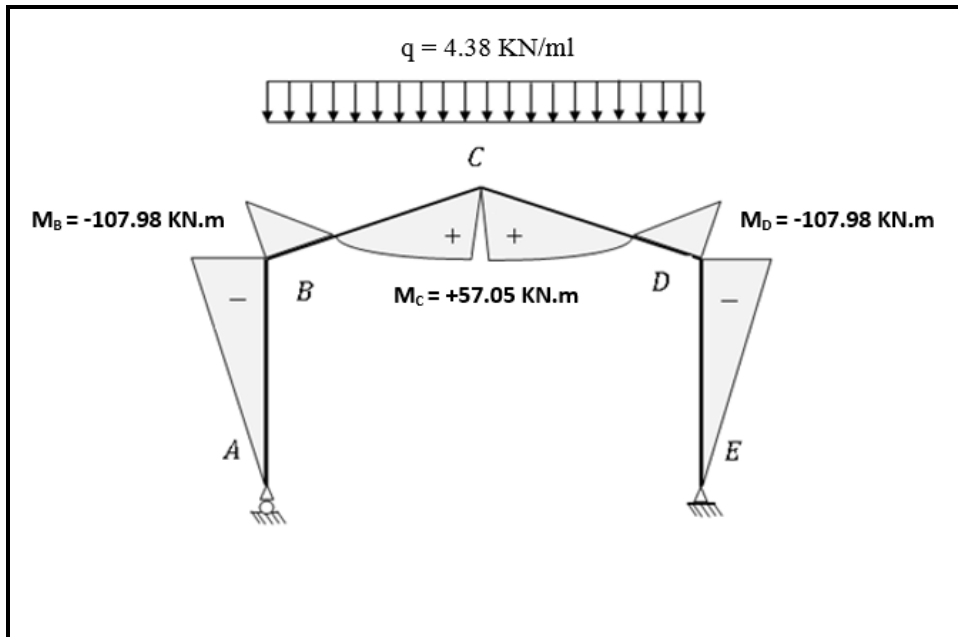


Figure V.9 : Moments sous la combinaison $1.35G + 1.5N$.

b) Moments sous la charge équivalente totale H_{eq}

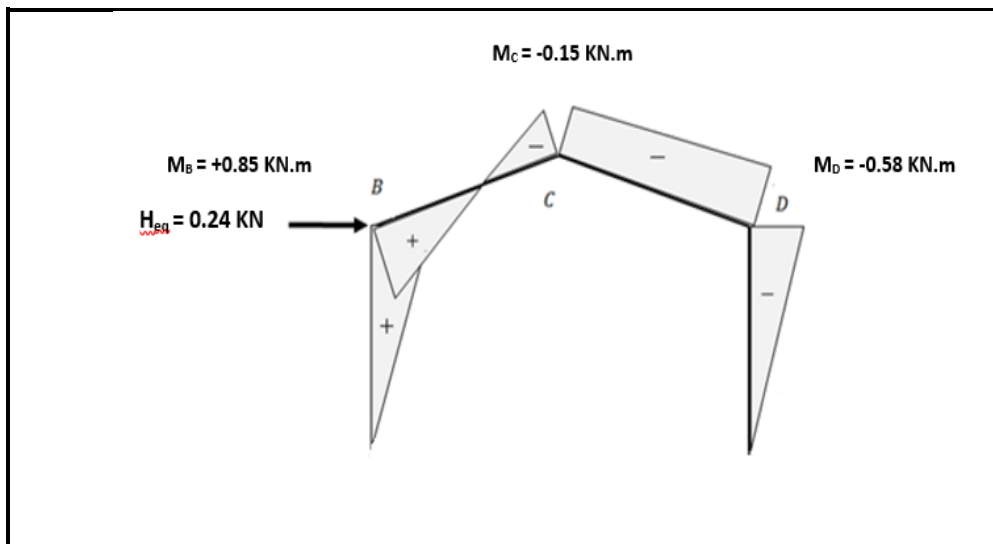


Figure V.10 : Moments sous la charge équivalente totale.

c) Moments maximaux sollicitant la traverse

- Action vers le bas : (charges de gravités)

Sous la combinaison : $1.35G + 1.5N + P$

- Aux appuis : $M_D = -107.98 - 0.58 = -108.56 \text{ kN.m}$
- Au faitage : $M_C = 57.05 - 0.15 = +56.9 \text{ kN.m}$

- Action vers le haut : (vent de soulèvement)

Sous la combinaison : $G + 1.5V_3$

- Aux appuis : $M_B = +82.70 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_C = -9.53 \text{ KN.m}$

d) Calcul préliminaire

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

$$W_{ply} \geq \frac{108.56 \times 1,1 \times 10^2}{23.5} = 508.153 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 360 $\rightarrow W_{ply} = 1019 \text{ cm}^3$

Remarque :

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

V.7.1 Vérification de la traverse a l'ELS :

V.7.1.1 Vérification de la flèche :

- Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de : $G + N$
- La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$y_{max} = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2) \leq \delta_{max} = \frac{l}{200}$$

$q = G + N = 2.445 + 0.72 = 3.165 \text{ kN/ml}$
 $E = 2.1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$
 $I_y = 16270 \text{ cm}^4$
 $l = 20\text{m}$
 $M_B = 78.01 \text{ kN.m}$ (Sous la combinaison G + N)

$$y_{max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270} (5 \times 3.165 \times 10^{-2} \times (2000)^4 - 48 \times 78.01 \times 10^2 \times (2000)^2)$$

$$y_{max} = 7.88$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{2000}{200} = 10$$

Donc : $y_{max} = 7.88 < \frac{l}{200} = 10$condition vérifiée

V.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU :

- Bilan des efforts :(sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

$$M_{y.sd} = 108.56 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 43.87 \sin 16.69 + 18.07 \cos 16.69 = 29.90 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 43.87 \cos 16.69 - 18.07 \sin 16.69 = 36.83 \text{ kN}$$

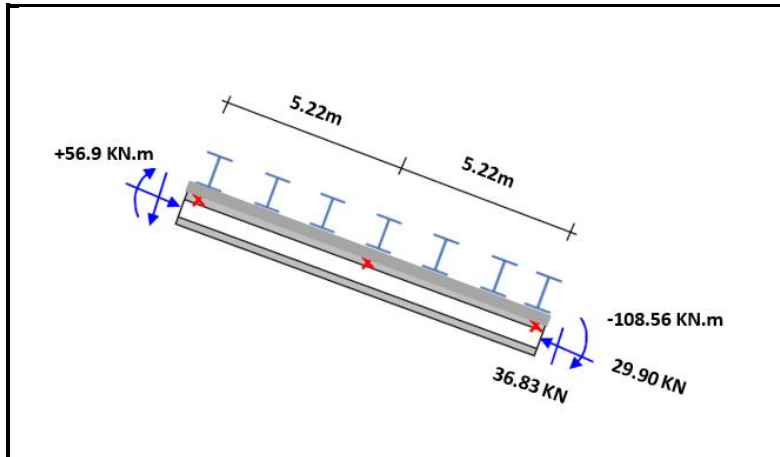


Figure V.11 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU.

- Données concernant l'IPE 360 :

Profilé IPE	Dimensions				Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	A cm ²	A _{vz} cm ²	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	W _{el,y} cm ³	W _{el,z} cm ³	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
360	360	170	8	12.7	72.7	35.14	1019	191.1	903.16	122.8	16270	1043	14.95	3.79

Tableau V.9 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 360.

- **Classe de la section :**

– Classe de la semelle (semelle comprimée) :

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

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

– Classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{29.9}{0.8 \times 23.5} = 1.59 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{29.86} \left(\frac{29.86 + 1.59}{2} \right) = 0.52 > 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)} \quad \text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{298.6}{8} = 37.32 \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.52 - 1)} = 68.75 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01}$$

Donc la section est de classe 1

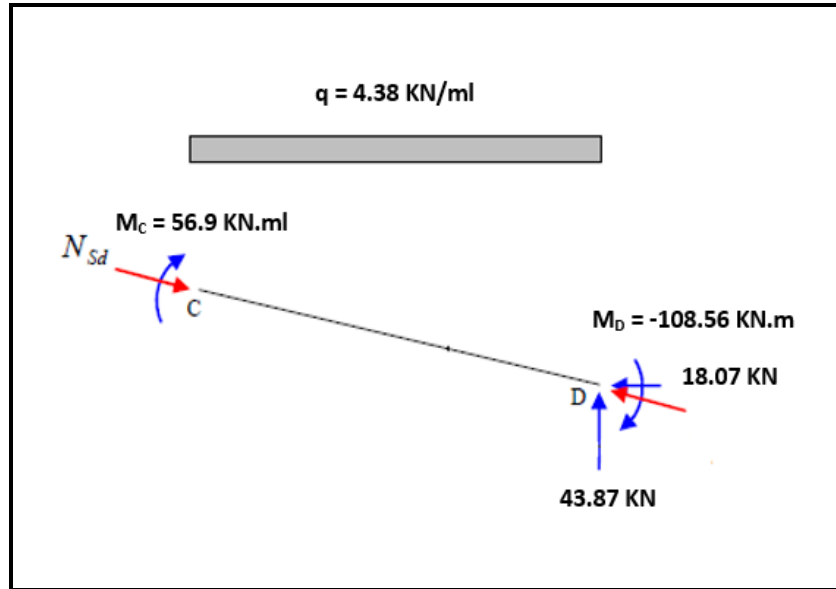


Figure V.12 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU avec prise en compte de H_{eq} .

V.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

a) *Incidence de l'effort tranchant :*

Si : $V_{z,sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$V_{z,sd} = 36.83 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 35.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{35.14 \times (23.50/\sqrt{3})}{1.1} = 433.42 \text{ kN.}$$

$$V_{z,sd} = 36.83 < 0.5V_{pl,Rd} = 216.71 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

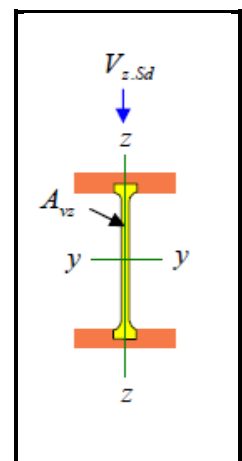


Figure V.13 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.

b) Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5A_w f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 29.90 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.7 \times 23.50}{1.1} = 1553.13 \text{ KN}$$

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 1553.13 = 388.28 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 72.7 - 2 \times 17 \times 1.27 = 29.52 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 29.52 \times 23.50 / 1.1 = 315.32 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 29.90 \text{ KN} < \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 388.28 ; 0.5A_w f_y / \gamma_{M0} = 315.32)$$

$$N_{sd} = 29.90 \text{ KN} < 0.5A_w f_y / \gamma_{M0} = 315.32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

c) Vérification de la section à la résistance :

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

Section de classe 1 : $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(1019) \times (23.50)}{1.1} = 21769.5 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y,sd} = 108.56 \text{ kN.m} = 10856 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y,sd} = 10856 \text{ kN.cm} < M_{c,Rd} = 21769.5 \text{ kN.cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

V.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

ACTION VERS LE BAS :

a) **Vérification vis-à-vis du flambement :**

- **Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :**

<p><u>Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :</u></p> <p>➤ Longueur de flambement :</p> $l_y = \frac{1000}{\cos 16.69} = 1044 \text{ cm (longueur de la traverse).}$ <p>➤ Calcul de l'élanement :</p> $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1044}{14.94} = 69.83$ <p>➤ Calcul d'élanement réduit :</p> $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$ $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \left[\beta_A \right]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1 ,2 et 3)}$ $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{69.83}{93.9} = 0.74$ <p>➤ Choix de la courbe de flambement :</p> <p>Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section</p> $\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2 \text{ et } t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ <p>Suivant y-y : courbe a — $\alpha = 0.21$</p> <p>➤ Facteur de réduction</p> <p>$\chi_y = 0.8282$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)</p>	<p><u>Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique) :</u></p> <p>➤ Longueur de flambement :</p> $l_z = \frac{500}{\cos 16.69} = 522 \text{ cm (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent).}$ <p>➤ Calcul de l'élanement :</p> $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{522}{3.79} = 137.73$ <p>➤ Calcul d'élanement réduit :</p> $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$ $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \left[\beta_A \right]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3)}$ $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{137.73}{93.9} = 1.46$ <p>➤ Choix de la courbe de flambement :</p> <p>Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section</p> $\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2 \text{ et } t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ <p>Suivant z-z : courbe b — $\alpha = 0.34$</p> <p>➤ Facteur de réduction</p> <p>$\chi_z = 0.3574$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)</p>
--	---

$$\chi_{min} = \min (0.8282 ; 0.3574)$$

$$\chi_{min} = 0.3574$$

- **Calcul du coefficient k_y :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

Avec :
$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Où : β_{My} , Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

- $\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$
- $\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi$
- $\varphi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{56.9}{108.56} = -0.524$
- $\beta_{M\varphi} = 1.8 - [0.7(-0.524)] = 2.166$
- $M_Q = \frac{q.l^2}{8} = \frac{4.38 \times 10^2}{8} = 54.75 \text{ kN.m}$
- $\Delta M = 108.56 + 56.9 = 165.46 \text{ kN.m}$
- $\beta_{MQ} = 1,3$ Cas de charge uniformément répartie.
- $\beta_{My} = 2.166 + \frac{54.75}{165.46} (1.3 - 2.166) = 1.88$
- $\mu_y = 0.74([2 \times 1.88] - 4) + \frac{1019 - 903.6}{903.6} = -0.05 < 0.9$

On aura donc :
$$k_y = 1 - \frac{-0,05 \times 29.9}{0,8282 \times 72.7 \times 23,5} = 1.00$$

$\Rightarrow k_y = 1$

- Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{29.9}{0.3574 \times 1553.13} + \frac{1 \times 108.56}{217.69} = 0.55 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Vérification vis-à-vis du déversement :

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée +Rotation de la section transversale.

- Semelle supérieure :

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

Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes :

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1 , 2 et 3)}$$

- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

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

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

$$M_b = -108.56 \text{ kN.m}$$

- Calcul du moment au point quelconque P :

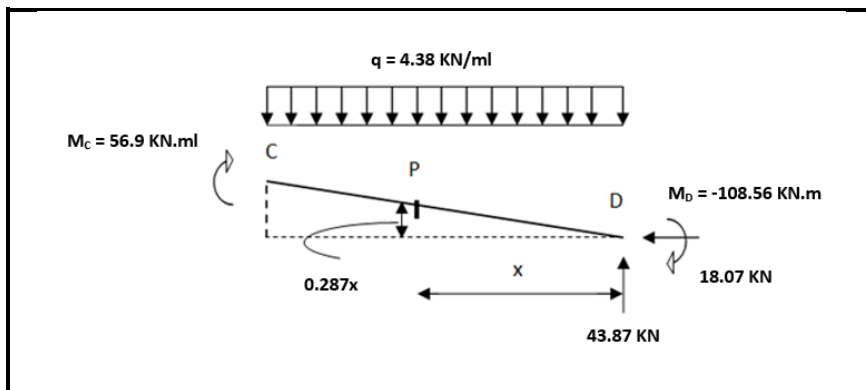


Figure V.14 : Calcul du moment au point quelconque P.

- $M_p = (43.87x) - (108.56) - [(18.07)(0.287x)] - \left(4.38 \frac{x^2}{2} \right)$
- $M_p = -2.19x^2 + 38.68x - 108.56$
- $M_a = M_p(x = 5.22m) = [-2.19 \times 5.22^2] + [38.68 \times 6.09] - 108.56$
- $M_a = M_p = 33.67 \text{ kN.m}$
- $\psi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{33.67}{108.98} = -0,31$
- $C_1 = 1.88 - 1.4(-0.31) + 0.52(-0.31)^2 = 2.36 < 2.7$

- $l = 5.22 \text{ m}$: longueur de flambement latérale.
- $i_z = 3.79 \text{ cm}$
- $h = 36 \text{ cm}$
- $t_f = 1.27 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{522/3.79}{2.36^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{522/3.79}{36/1.27} \right)^2 \right]^{0,25}} = 73.77$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{73.77}{93.9} = 0.78 > 0.4 \rightarrow \text{il y a un risque de déversement .}$$

Axe de flambement Y-Y :

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

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

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \frac{h}{b} = \frac{36}{17} = 2.11 \geq 1.2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

$\chi_{LT} = 0.8069$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

- **Calcul du coefficient k_{LT} :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \leq 1.5$$

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

- $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times (-0.31) = 2.017$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times 1.46 \times 2.017 - 0.15 = 0.29$
- $k_{LT} = 1 - \frac{0.29 \times 29.90}{0.3574 \times 72.7 \times 23.50} = 0.985 < 1.5 \Rightarrow k_{LT} = 0.99$

- Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} = \frac{29.9}{0.3574 \times 1553.13} + \frac{0.99 \times 108.56}{0.8069 \times 217.69} = 0.66 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

ACTION VERS LE HAUT :

- Bilan des efforts : (sous la combinaison $G + 1.5V_3$)

$$M_{y.sd} = 82.70 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -21.83 \sin 16.69 - 13.76 \cos 16.69 = -19.44 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = -21.83 \cos 16.69 + 13.76 \sin 16.69 = -16.95 \text{ kN}$$

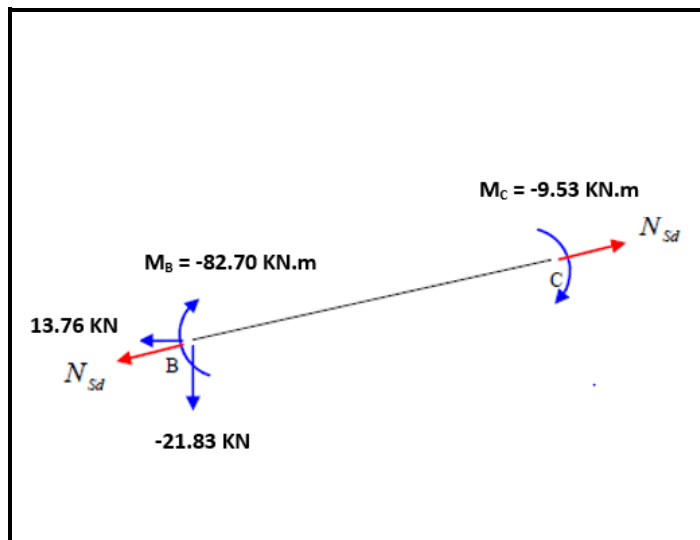


Figure V.15 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.

a) **Vérification au déversement :**

- Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur. L'effort N_{sd} est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement. Le déversement est plus contraint quand l'effort de traction est négligeable.

La formule de vérification au déversement devient :

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

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

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

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

Où :

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

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

$$\text{Avec : } C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

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

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

$$M_a = -9.53 \text{ kN} < M_b = 82.70 \text{ kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-9.53}{82.70} = -0.115$$

$$\Rightarrow C_1 = 1.88 - 1.4(-0.115) + 0.52(-0.115)^2 = 2.04$$

$$\lambda_{LT} = \frac{522/3.79}{2.04^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{522/3.79}{36/12.7} \right)^2 \right]^{0,25}} = 79.35$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{79.35}{93.9} = 0.84 > 0.4 \rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

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

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

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \frac{h}{b} = \frac{36}{17} = 2.11 \geq 1.2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = 0.7721 \quad (\text{tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

- Vérification au déversement :

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1 = \frac{82.70}{0.7721 \times 217.69} = 0.49 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'élément est vérifié au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE 360) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

V.8 Pré-dimensionnement du poteau :

- Bilan des efforts :(sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

$$M_{y.sd} = -108.56 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = +43.87 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = -18.06 \text{ kN}$$

V.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- c) **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

- d) **Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

a) Vérification vis-à-vis du flambement :

- Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :

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

- Longueur de flambement :

$$l_y = 600 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{14.94} = 40.2$$

- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \left[\beta_A \right]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1 ,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{40.2}{93.9} = 0.428$$

- Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2 \text{ et } t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a** $\implies \alpha = 0.21$

- Facteur de réduction

$\chi_y = 0.9474$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

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

- Longueur de flambement :

$$l_z = 200 \text{ cm (entraxe des lisses).}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3.79} = 52.7$$

- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \left[\beta_A \right]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{52.7}{93.9} = 0.561$$

- Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2 \text{ et } t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z : courbe **b** $\implies \alpha = 0.34$

- Facteur de réduction

$\chi_z = 0.8566$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min (0.9474 ; 0.8566)$$

$$\chi_{min} = 0.8566$$

- Calcul du coefficient k_y :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My} :
Cas de moment d'extrémité

Ou : $\beta_{My} = 1,8 - 0,7\varphi$: Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03)

Le facteur β_{My} doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré.

Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul β_{Mz} ne peut être le même que β_{My} .

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{108.56} = 0$$

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

$$\mu_y = 0.428([2 \times 1.8] - 4) + \frac{1019 - 903.6}{903.6} = -0.043$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.043 \times 43.87}{0.9474 \times 72.7 \times 23.5} = 1.001 < 1.5$$

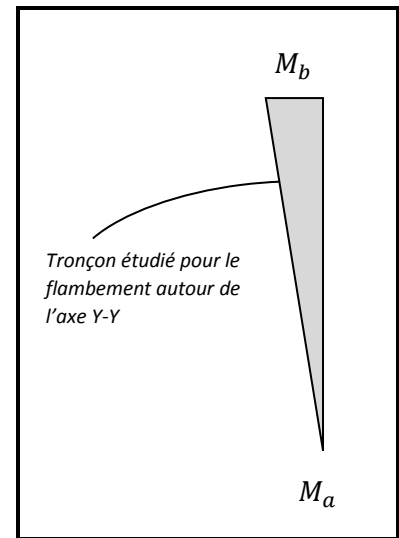


Figure V.16 : Moments en tête et en pied du poteau.

- Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{43,87}{0.8566 \times 1553.13} + \frac{1.001 \times 108.56}{217.69} = 0.53 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Vérification vis-à-vis du déversement :

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

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

$$[M_a < M_b]$$

$$M_b = -108.56 \text{ kN.m}$$

- $M_a = M_{y.sd}(h = 4m) = \frac{108.56 \times 4}{6} = 72.37 \text{ KN.m}$
- $\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{72.37}{108.56} = 0,66$
- $C_1 = 1.88 - 1.4(0.66) + 0.52(0.66)^2 = 1.182 < 2.7$

- $l = 200 \text{ cm}$
- $i_z = 3.79 \text{ cm}$
- $h = 36 \text{ cm}$
- $t_f = 1.27 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/3.79}{1.182^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/3.79}{36/1.27} \right)^2 \right]^{0.25}} = 46.57$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{46.57}{93,9} = 0.49 > 0.4 \rightarrow \text{il y a pas un risque de déversement.}$$

Axe de flambement Y-Y :

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

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

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

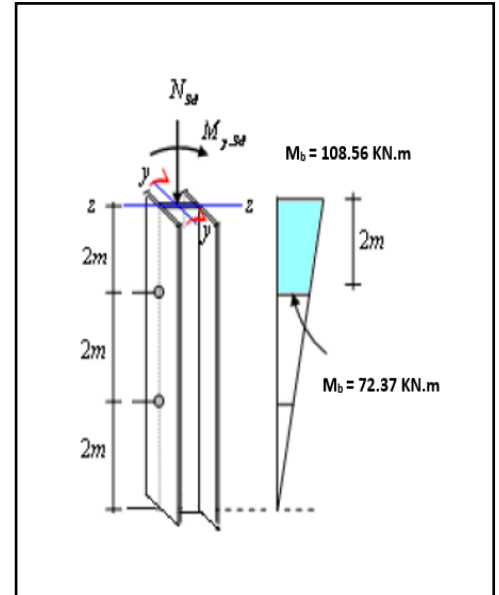


Figure V.17 : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \frac{h}{b} = \frac{36}{17} = 2.11 \geq 1.2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$\chi_{LT} = 0.9273$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

- **Calcul du coefficient k_{LT}** :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

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

- $\beta_{MLT} = \beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times (0.66) = 1.33$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times 0.561 \times 1.33 - 0.15 = -0.038$
- $k_{LT} = 1 - \frac{-0.038 \times 43.87}{0.8566 \times 72.7 \times 23.50} = 1.00 < 1.5 \Rightarrow k_{LT} = 1.00$
- Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pLRd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} = \frac{43.87}{0.8566 \times 1553.13} + \frac{1 \times 108.56}{0.9273 \times 217.69} = 0.57 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

CONCLUSION

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE 360) est adéquat et convient comme poteau du portique.

CHAPITRE VI

Calcul des contreventements

Calcul des contreventements

INTRODUCTION

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs, ... Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

VI.1 Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

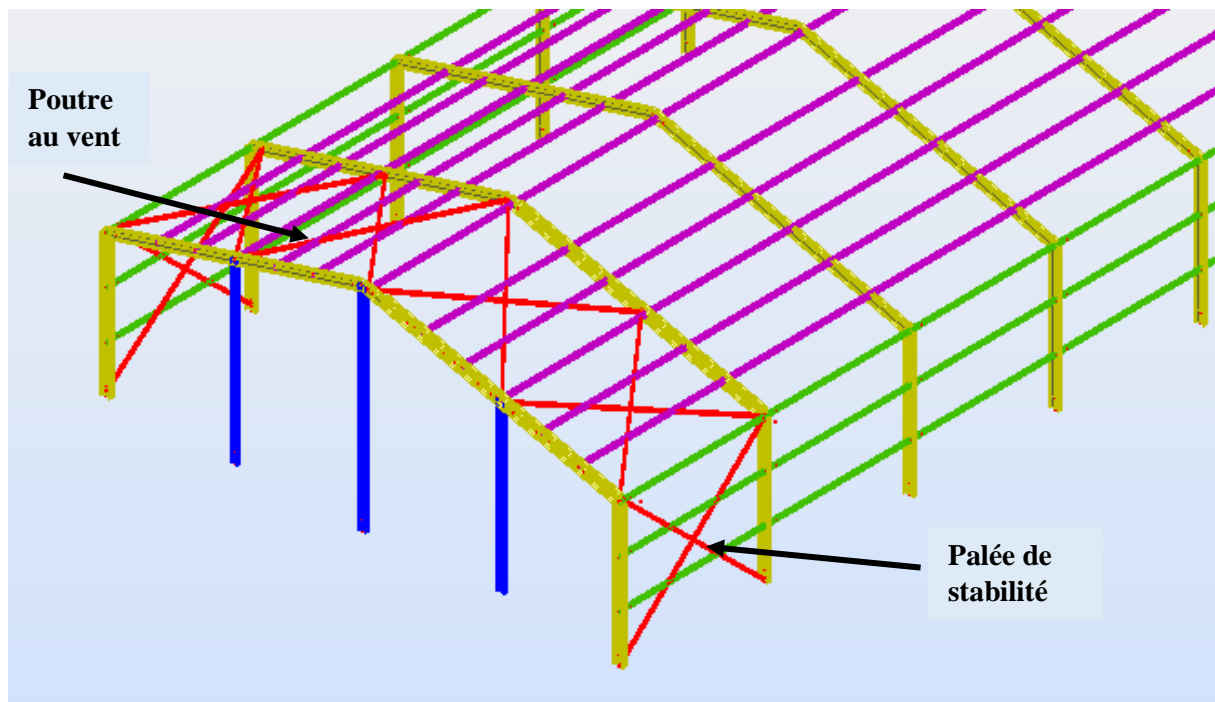


Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.

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

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

VI.2.1 Effort du vent sur les pignons :

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

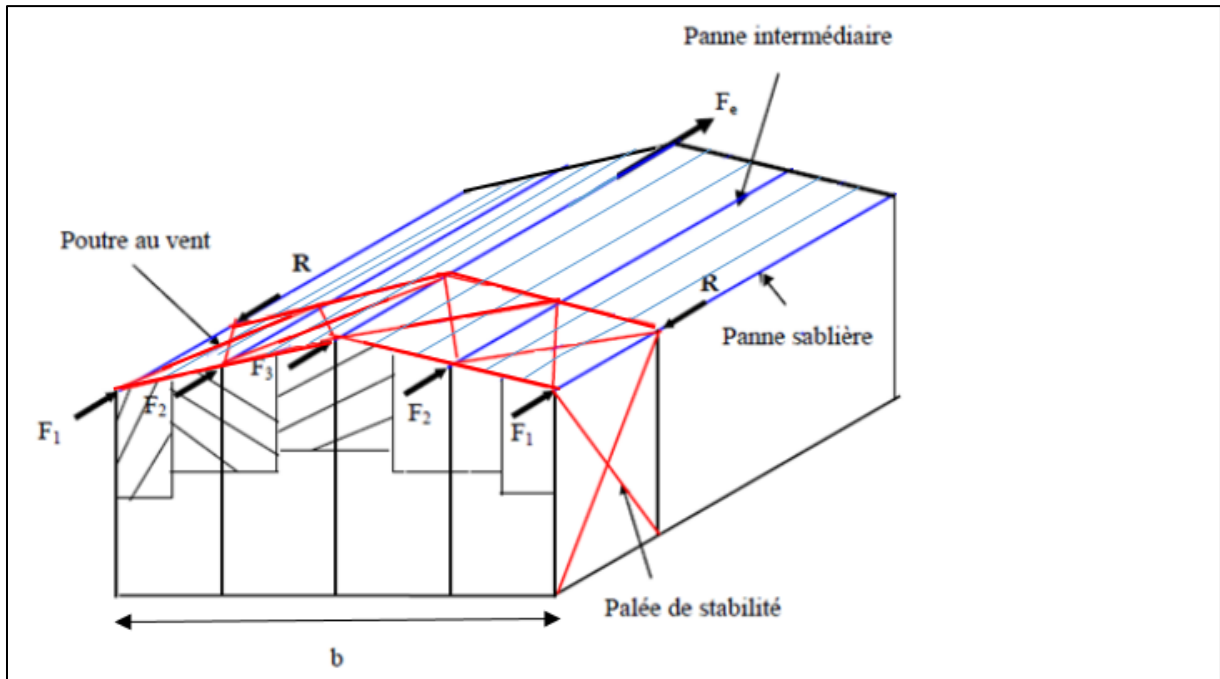


Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons.

VI.2.2- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

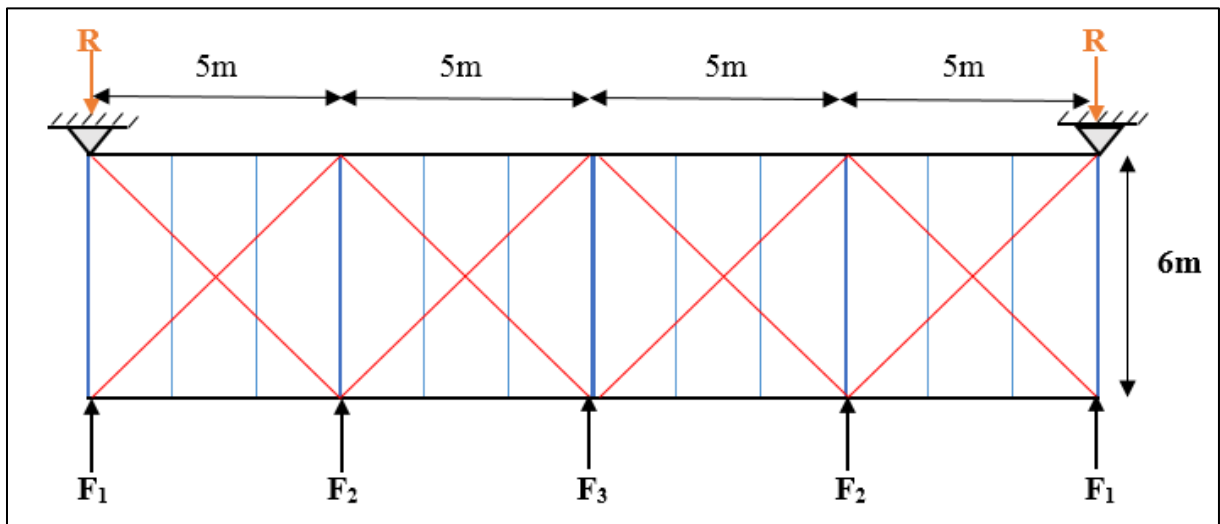
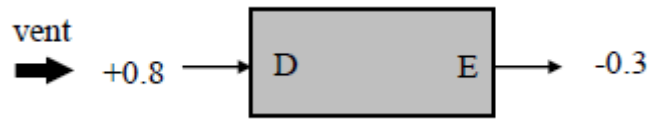


Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2) :

- La valeur de C_e est donnée ci-dessous



- Le coefficient de réduction :

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

- La pression dynamique q_h :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 2.907 = 109.01 \text{ daN/m}^2 \quad \text{avec :} \quad C_{ex} = 2.907$$

- La pression du vent :

$$V = p_h = C_d \times q_h \times \Sigma C_r = 1 \times 109.01 \times 1.1 = 119.91 \text{ daN/m}^2 \quad \text{avec :} \quad C_d = 1$$

- On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) :

$$F_{fr} = 5462.70 \text{ daN. (chapitre 02)}$$

- Les hauteurs h :

$$h_1 = 6.00\text{m} ; \quad h_2 = 7.49\text{m} ; \quad h_3 = 9.00\text{m}.$$

- a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(119.91 \times \frac{6}{2} \times \frac{20}{8} \right) + \frac{5462.70}{8} = 1582.15 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(119.91 \times \frac{7.49}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{5462.70}{4} = 3610.98 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(119.91 \times \frac{9}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{5462.70}{4} = 4063.65 \text{ daN}$$

- b) Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

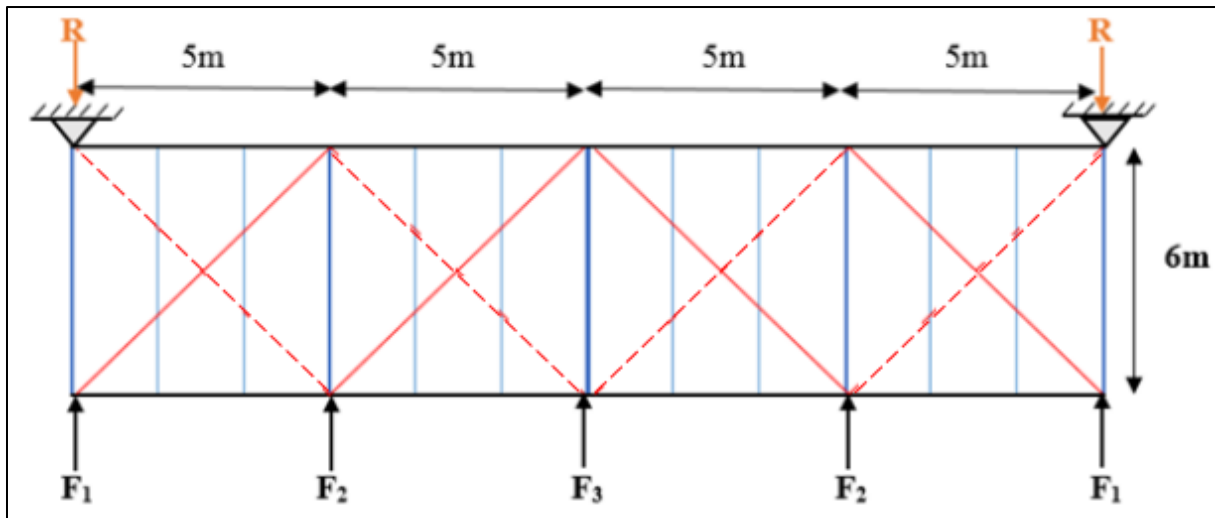


Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

Par la méthode des coupures

On établit que l'effort F_a dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

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

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(1582.15 + 3610.98) + 4063.65}{2}$$

$$R = 7224.95 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{5}{6} \Rightarrow \text{Arctg } \theta = \frac{5}{6} = 39.80^\circ$$

$$\text{D'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{7224.95 - 1582.15}{\cos 39.80^\circ} = 7344.68 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 11017.02 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 110.17 \text{ KN}$$

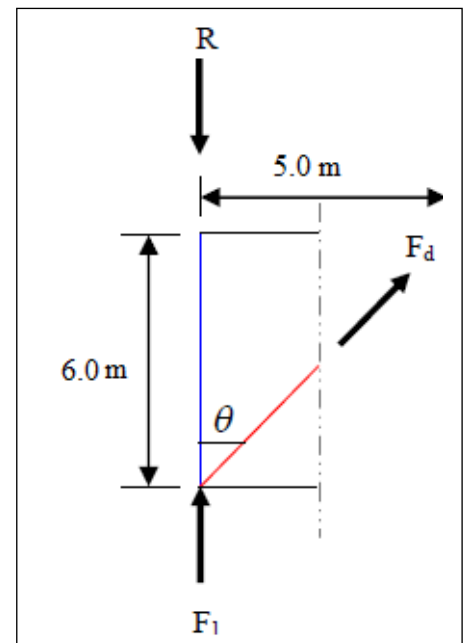


Figure VI.5 : L'effort F_a dans la diagonale d'extrémité.

c) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{110.17 \times 1.1}{23.5} = 5.15 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L70×70×5** d'une section $A = 6.84 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

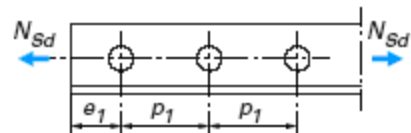
– Section nette :

$$A_{\text{nette}} = 6.84 - 0.5 \times 1.3 = 6.19 \text{ cm}^2$$

VI.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$



Où β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau VI.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Exemple :

Attache de 3 boulons et plus : $p = 100 \text{ mm}$; $e = 25 \text{ mm}$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \quad \text{avec : } d_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre des trous}$$

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 6.19 \times 3600}{1.25} = 12779.04 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = 124.79 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 110.17 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 124.79 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Conclusion

Une cornière isolée de **L70×70×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VI.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

Les formules de vérification sont les suivantes :

a) Flexion composée déviée (bi axiale) :

Vérification de la section à la résistance :

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

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$n = N_{sd} / N_{pl, Rd}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.09 \text{ daN}$$

$$M_{pl, z, Rd} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{34.6 \times 23.5}{1.1} = 739.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, y, Rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{166.4 \times 23.5}{1.1} = 3554.9 \text{ daN.m}$$

• **Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :**

Flexion déviée : (calcul des pannes chapitre 3)

$$G = 39.2 \text{ daN/ml}$$

$$N = 18.36 \text{ daN/ml}$$

Compression : (calcul des contreventements)

$$V = F_2 = 3610.98 \text{ daN}$$

Combinaison de charge :

$$1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 52.92 + 24.78 = 77.70 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 77.70 \times \cos(16.69) = 74.42 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times (l)^2}{8} = \frac{74.42 \times (6)^2}{8} = 334.89 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 77.70 \times \sin(16.69) = 22.31 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{22.31 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 25.09 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 (3610.98) = 4874.82 \text{ daN}$$

$$n = N_{sd} / N_{pl, Rd} = 4874.82 / 51059.09 = 0.095 \text{ donc } \beta = 5n = 0.47$$

b) Vérification s'il y a présence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5A_w .f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 4874.82 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 51059.09 = 12764.77 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b .t_f) = 23.9 - 2 \times 9.1 \times 0.8 = 9.34 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w .f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 9.34 \times 2350 / 1.1 = 9976.81 \text{ daN}$$

$$\text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 12764.77 ; 0.5A_w .f_y / \gamma_{M0} = 9976.81 \text{ daN})$$

$$N_{sd} = 4874.82 \text{ daN} \leq 0.5A_w .f_y / \gamma_{M0} = 9976.81 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

⇒ La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{plz, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

$$\left(\frac{334.89}{3554.9} \right)^2 + \left(\frac{25.09}{739.17} \right)^{0.47} = 0.0088 + 0.182 = 0.19 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

Combinaison à l'ELU :

$$G - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

$$N_{sd} = 1.5V'$$

Avec :

$G = 39.2 \text{ daN/ml}$: Charge permanente

$V = -198.3 \text{ daN/ml}$: Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)

$V' = F_2 = 3610.98 \text{ daN}$: Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

a) Flexion déviée composée avec risque de flambement

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{PL,Rd}} \right) + \left(\frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{M_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

b) Flexion déviée composée avec risque de déversement

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

Avec :

$$M_{plz, Rd} = 739.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply, Rd} = 3554.9 \text{ daN.m}$$

Charge de flexion : (chapitre 2 calcul des pannes : vérification au déversement)

$$Q_{z, sd} = -259.90 \text{ daN/ml} \quad M_{y, sd} = 1169.55 \text{ daN.ml}$$

$$Q_{y, sd} = 11.25 \text{ daN/ml} \quad M_{z, sd} = 12.65 \text{ daN.ml}$$

Charge de compression : (calcul des contreventements)

$$N_{sd} = 1.5V' = 5416.47 \text{ daN}$$

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

➤ Longueur de flambement :

$$l_y = L = 600 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{80.86}{93.9} = 0.86$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.97 > 1.2 \text{ et } t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suitant y-y : courbe **a** $\implies \alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.7597$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

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

➤ Longueur de flambement :

$$l_z = L = 300 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{146.34}{93.9} = 1.55$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.97 > 1.2 \text{ et } t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suitant z-z : courbe **b** $\implies \alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.3245$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.7597; 0.3245) \chi_{min} = 0.3245$$

➤ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9$$

λ_{LT} : élanement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{2.05}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/2.05}{180/8} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{146.34}{1.41} = 103.78$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{103.78}{93.9} = 1.10 > 0.4 \implies \text{il y'a risque de déversement}$$

Courbe $\alpha = 0.21 \chi_{LT} = 0.5960 < 1$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a).

➤ Calcul du coefficients k_y :

- β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} \times W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 0.86 \times (2(1.3) - 4) + \left(\frac{166.4 - 146.3}{146.3} \right)$$

$$\mu_y = -1.204 + 0.137$$

$$\mu_y = -1.067 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.067 \times 5416.47}{0.7597 \times 23.9 \times 2350} = 1 + \frac{5779.37}{42668.55} = 1.135 < 1.5$$

➤ Calcul du coefficients k_{LT} :

- β_{MLT} Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.55 \times 1.3 - 0.15 = 0.152 < 1.5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{ed}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.152 \times 5416.47}{0.3245 \times 23.9 \times 2350} = 1 - \frac{823.30}{18225.54} = 0.95$$

➤ Calcul du coefficients k_z :

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{Mz} = 1.3$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} \times W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 1.55 \times (2(1.3) - 4) + \left(\frac{34.6 - 22.16}{22.16} \right)$$

$$\mu_z = -2.17 + 0.561$$

$$\mu_z = -1.609 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.609 \times 5416.47}{0.3245 \times 23.9 \times 2350} = 1 + \frac{8715.1}{18225.54} = 1.47 < 1.5$$

Vérification au flambement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{PL,Rd}} \right) + \left(\frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{M_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{5416.47}{0.3245 \times 51059.09} \right) + \left(\frac{1.135 \times 1169.55}{3554.9} \right) + \left(\frac{1.47 \times 12.65}{739.18} \right) = 0.32 + 0.371 + 0.025 = 0.72 < 1 \dots\dots\dots OK$$

Vérification au déversement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{5416.47}{0.3245 \times 51059.09} \right) + \left(\frac{1.135}{0.5960 \times 3554.9} \right) + \left(\frac{1.47 \times 12.65}{739.18} \right) = 0.326 + 0.524 + 0.025 = 0.87 < 1 \dots\dots\dots OK$$

$N_{sd} = 5416.47 daN$
 $N_{pl,Rd} = 51059.09 daN$

 $M_{z, sd} = 12.65 daN.ml$
 $M_{y, sd} = 1169.55 daN.ml$

 $M_{pl,z, Rd} = 739.18 daN.m$
 $M_{pl,y, Rd} = 3554.9 daN.m$

 $\chi_{\min} = 0.3245$

 $k_y = 1.135$

 $k_{LT} = 0.95$

 $K_z = 1.47$

Conclusion

Le profilé choisi **IPE 180** est adéquat comme panne de toiture.

VI.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

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

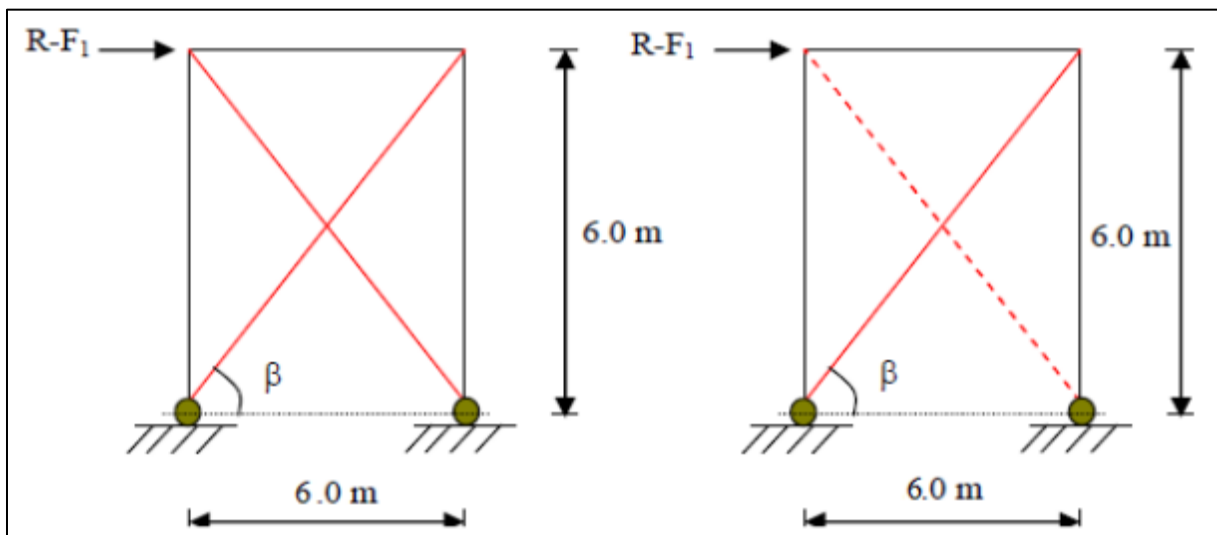


Figure VI.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Par la méthode des coupures :

a) **Effort de traction dans la diagonale tendue :**

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

Avec :

$$R = 7224.95 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{6}{6} \Rightarrow \text{Arctg} \beta = \frac{6}{6} = 45^\circ$$

$$D'où : N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{7224.95 - 1582.15}{\cos 45^\circ} = 7981.32 \text{ daN}$$

$$N = 7981.32 \text{ daN}$$

b) **Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 7981.32$$

$$N_{sd} = 11972 \text{ daN} = 119.72 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{119.72 \times 1.1}{23.5} = 5.6 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 70×70×5 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit **L70×70×5** ($A = 6.84 \text{ cm}^2$)

Section nette : $A_{nette} = 6.84 - 0.5 \times 1.3 = 6.19 \text{ cm}^2$

VI.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{u,Rd} = 124.79 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 119.72 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 124.79 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ok}$$

CONCLUSION

Une cornière isolée de **L70×70×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.

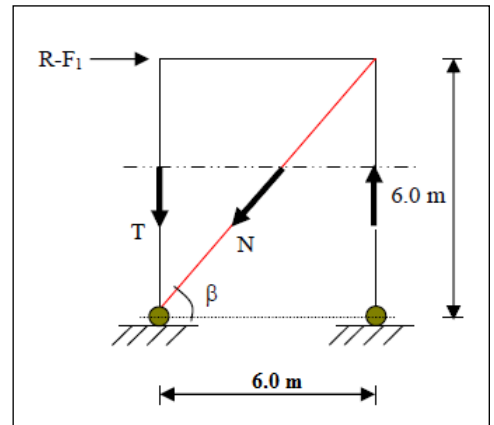
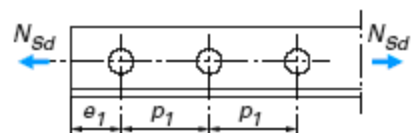


Figure VI.7 : Effort de traction dans la diagonale tendue.



CHAPITRE VII

Etude des assemblages

Etude des assemblages

INTRODUCTION

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

VII.1 Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnés HR.

Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ($\mu\mu$) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

VII.2 Avantages des boulons HR :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

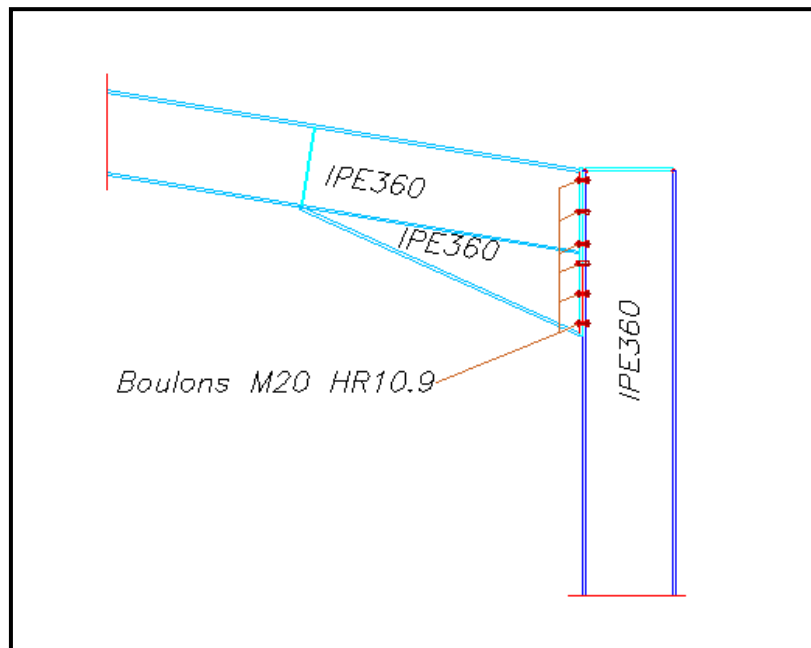


Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-travers.

VII.3.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm,

La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

VII.3.2 Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

⇒ La combinaison la plus défavorable ELU (1.35G+1.5N+P).

$$M_{sd} = -108.56 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = -18.06 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 43.87 \text{ kN}$$

VII.3.3 les composants de l'assemblage :

- ⇒ Poteau en IPE 360.
- ⇒ Poutre IPE 360.
- ⇒ Jarret IPE 360.
- ⇒ Platine 730 × 270 × 20

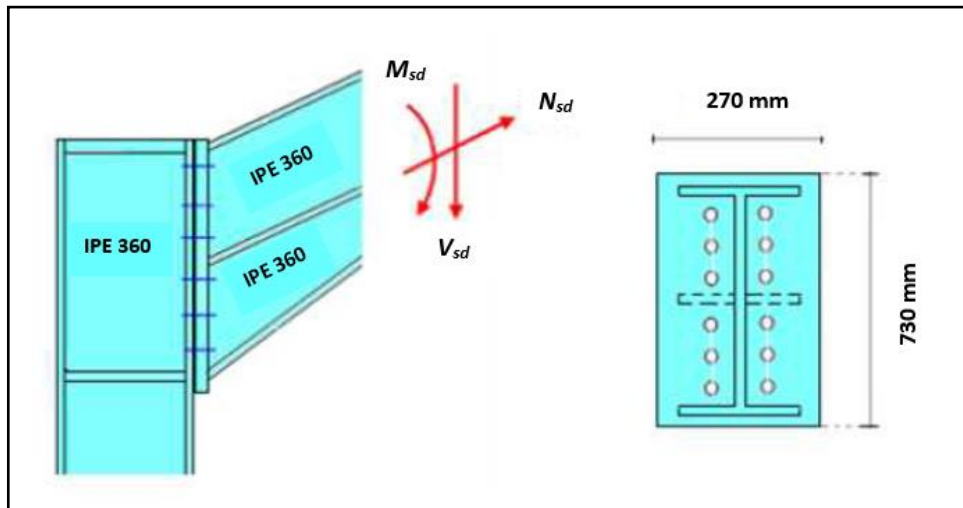


Figure VII.2 : détails d'assemblage.

VII.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Poutre IPE 360:

$t_{fb} = 12.7 \text{ mm}$; $t_{wb} = 8 \text{ mm}$; $b_b = 170 \text{ mm}$

$$x = 12.7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 58.5 \text{ mm}$$

Avec :

- $d_1 = 628.65 \text{ mm}$,
- $d_2 = 518.65 \text{ mm}$,
- $d_3 = 408.65 \text{ mm}$,
- $d_4 = 298.65 \text{ mm}$,
- $d_5 = 188.65 \text{ mm}$.

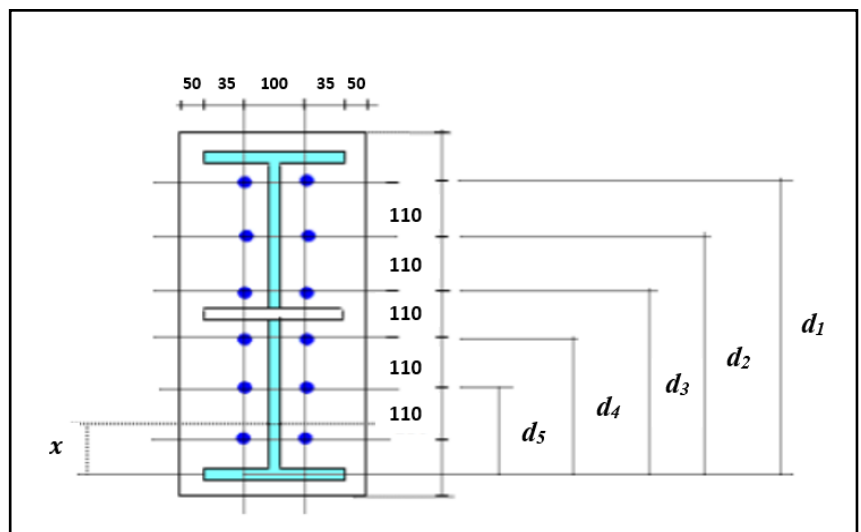


Figure VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

VII.3.5 Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \rightarrow \quad N_1 = \frac{M_{rd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

N_1 : Effort max de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

- Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

⇒ n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

- a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- Boulons de diamètre 20 mm :

⇒ $A_s = 245 \text{ mm}^2$,

⇒ $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

⇒ $F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN}$ pour un boulon

- b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (188.65^2 + 298.65^2 + 408.65^2 + 518.65^2 + 628.65^2) = 955974.11 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 955974.11 \times 10^{-3}}{628.65} = 521.59 \text{ kN}$$

$M_{sd} = 108.56 \text{ kN.m} < M_{rd} = 521.59 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VII.3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Par boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{18.06}{12} = 1.505 \text{ kN}$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

$K_s = 1.0$: trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$: un plan de frottement

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

F_p : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$V_{rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 1.505 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.3.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

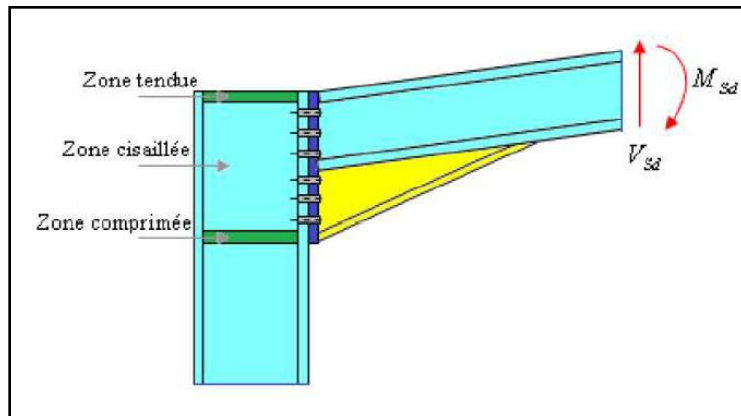


Figure VII.4: Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t.rd}$$

a) Résistance à la traction :

Avec : $F_{t.rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$F_{t.rd}$: résistance de l'âme du poteau à la traction

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau

b_{eff} : entreaxe des boulons (p=110 mm)

$$F_{t.rd} = 0.8 \times 11 \times \frac{23.5}{1.1} = 188 \text{ kN}$$

b) Efforts de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h \times t_f} = \frac{108.56}{0.36 - 0.0127} = 312.58 \text{ kN}$$

$\Rightarrow F_v = 312.58 \text{ kN} > F_{t.rd} = 188 \text{ kN}$

\Rightarrow D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14 mm).

VII.3.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c.rd}$$

a) **Calcul de $F_{c.rd}$:**

$$F_{c.rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2ap\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\text{Lorsque : } \sigma_{c.sd} \leq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.0$$

$$\text{Lorsque : } \sigma_{c.sd} > 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{18.06}{72.7} + \frac{108.56 \times 10^2 \times 1.8}{16270} = 1.44 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Et : } 0.7f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Alors : } \sigma_{c.sd} = 1.44 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow K_c = 1.0$$

- $t_p = 20$ mm : épaisseur de la platine d'extrémité
- $b_{eff} = 12.7 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(12.7+18) + 2 \times 20 = 220.34$ mm
- t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre
- t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau
- t_p : épaisseur de la platine d'extrémité
- r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- α_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0 mm)

$$\text{Si } \lambda_{BP} \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1.0$$

$$\text{Si } \lambda_{BP} > 0.72 \rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} : \text{élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{22.034 \times 29.86 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.8^2}} = 0.999 > 0.72$$

$$\Rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2 = (0.999 - 0.2) / 0.999^2 = 0.79$$

$$\text{On aura donc : } F_{c.rd} = \frac{1 \times 0.79 \times 22.034 \times 0.8 \times 23.5}{1.1 \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{22.034}{36}\right)^2\right)}}$$

$$\Rightarrow F_{c.rd} = 243.96 \text{ KN}$$

b) Calcul de N_{sd} :

On a : $N_{sd} = \sum N_i$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 108.56 \text{ kN.m}$$

$$N_1 = \frac{108.56 \times 628.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 71.38 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{108.56 \times 518.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 58.89 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{108.56 \times 408.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 46.40 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{108.56 \times 298.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 33.91 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{108.56 \times 188.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 21.42 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 232 \text{ KN}$$

$\Rightarrow N_{sd} = 232 \text{ kN} < F_{c,rd} = 243.96 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Remarque :

La résistance de l'âme du poteau en compression est considérable en comparaison avec l'effort agissant, donc il n'y a pas nécessité d'utiliser les raidisseurs.

VII.3.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

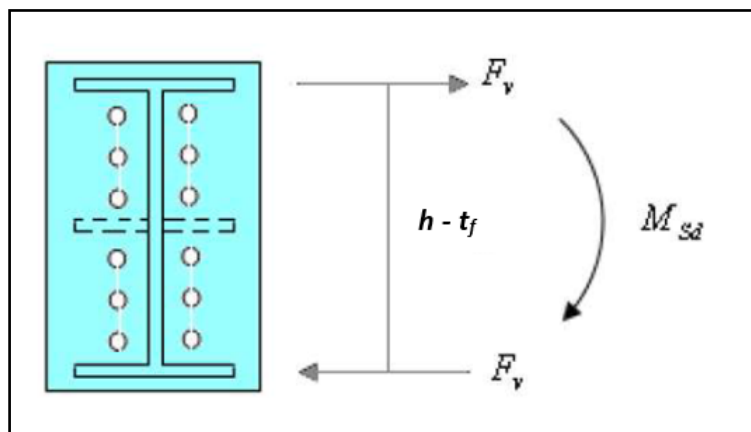


Figure VII.5 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée.

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{rd}$$

a) Calcul de V_{rd}

$$V_{rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}} = 0.58 \times 23.5 \times 36 \times \frac{0.8}{1.1} = 357 \text{ kN}$$

b) Calcul de l'effort de cisaillement F_v :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{108.56}{0.36 - 0.0127} = 312.58 \text{ kN}$$

⇒ $F_v = 312.58 \text{ kN} < V_{rd} = 357 \text{ kN}$ condition vérifiée

VII.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée. Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16 m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

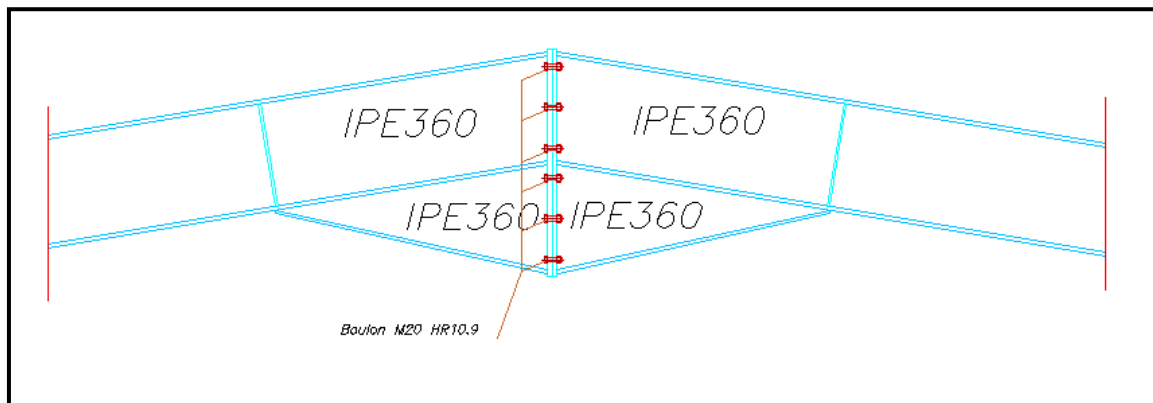


Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

VII.4.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm,

La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

VII.4.2 Efforts de calcul :

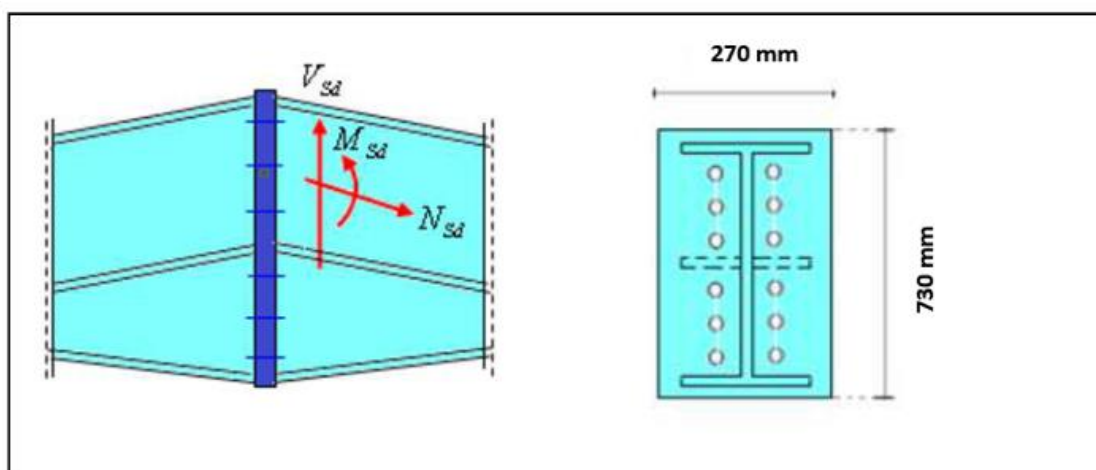


Figure VII.7 : Détails sur l'assemblage de faitage.

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

⇒ La combinaison la plus défavorable ELU ($1.35G+1.5N+P$).

$$M_{sd} = 56.90 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 36.83 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 29.90 \text{ kN}$$

VII.4.3 Vérification à la résistance de l’assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

- Le moment résistant effectif de l’assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

- a) L’effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- Boulons de diamètre 20 mm :

⇒ $A_s = 245 \text{ mm}^2$,

⇒ $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

⇒ $F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN}$ pour un boulon

- b) Vérification à la résistance de l’assemblage :

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (188.65^2 + 298.65^2 + 408.65^2 + 518.65^2 + 628.65^2) = 955974.11 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 955974.11 \times 10^{-3}}{628.65} = 521.59 \text{ kN}$$

$M_{sd} = 56.9 \text{ kN.m} < M_{rd} = 521.59 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

VII.4.4 Résistance de l’assemblage sous l’effort tranchant :

Il faut que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$$

Par boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{36.83}{12} = 3.06$

$$V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$\frac{V_{sd}}{n} = 3.06 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VII.5 Calcul des bases des poteaux :**VII.5.1 Définition :**

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

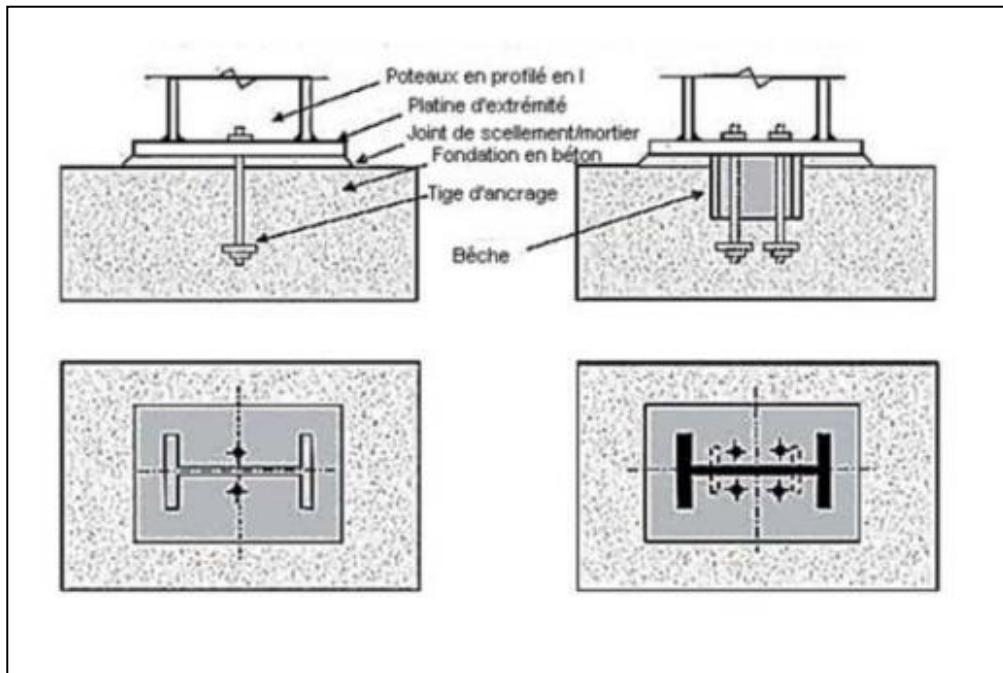


Figure VII.8 : Base des poteaux.

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.

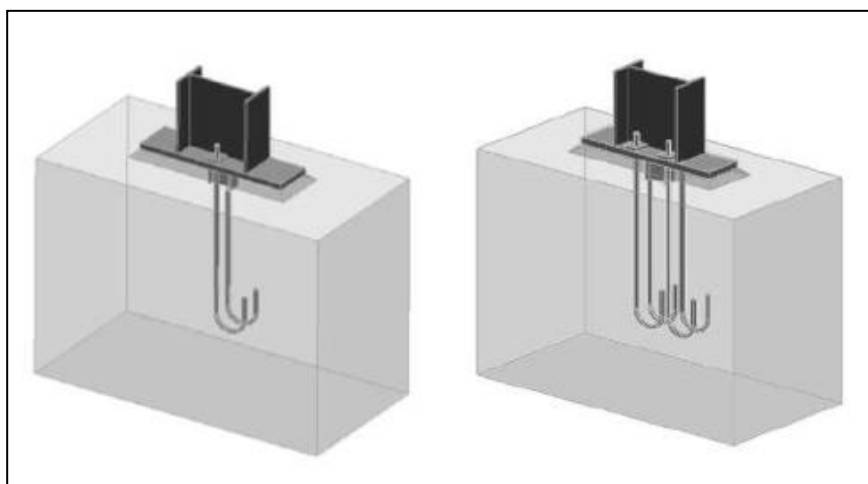


Figure VII.9 : pied de poteau articulé

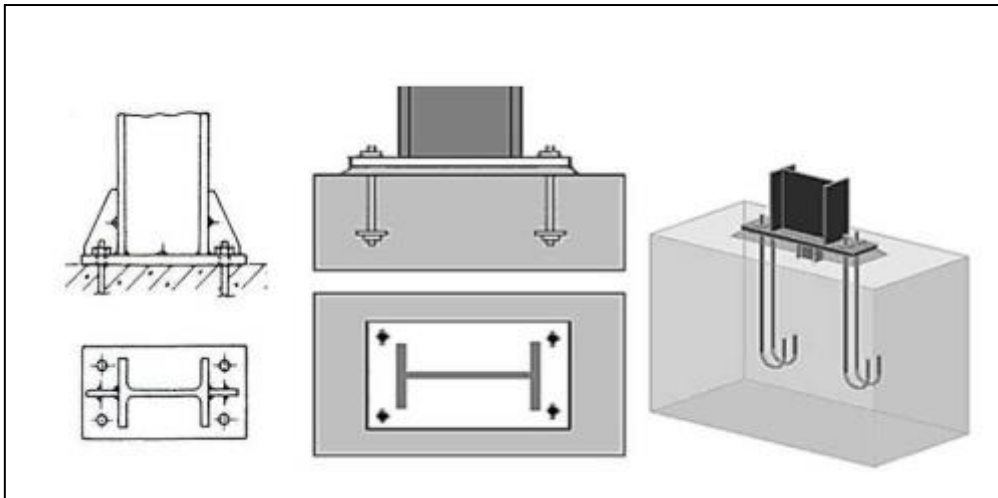


Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés

Dans notre structure on a les poteaux en **IPE 360**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression $N_{sd} = 43.87 \text{ KN} \downarrow$
- Effort tranchant $V_{z,sd} = 18.06 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement $N_{sd} = 21.83 \text{ KN} \uparrow$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z,sd} = 13.76 \text{ KN}$

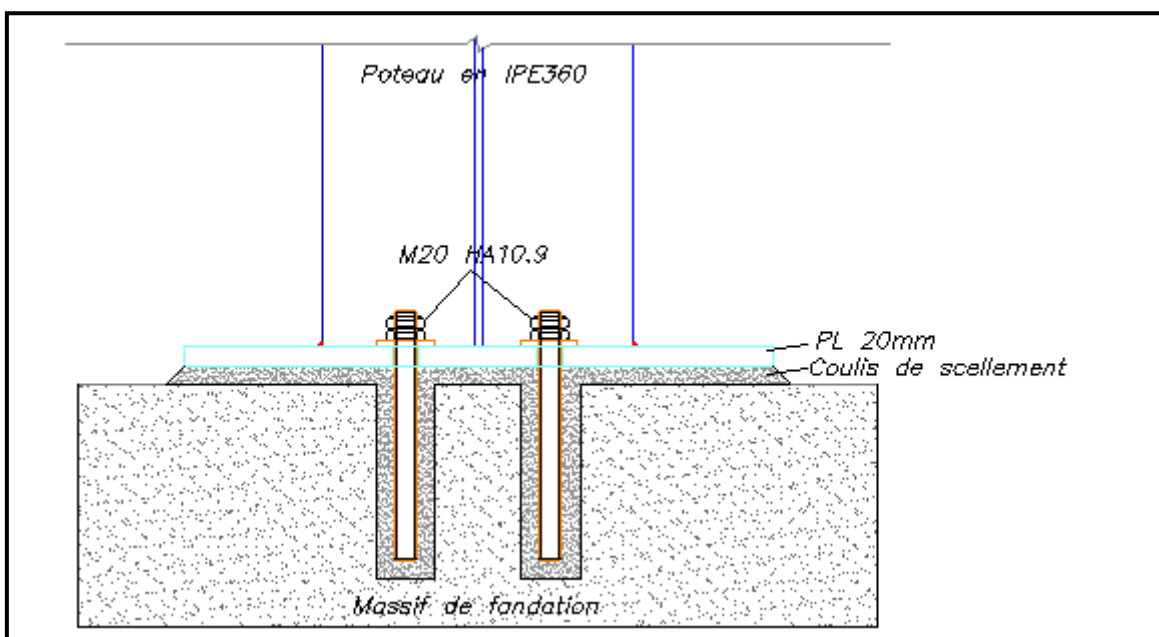


Figure VII.11 : Détails sur l'assemblage

VII.5.2 Données de base :

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{m0} = 1.1$; $\gamma_{m2} = 1.25$
Béton : $\gamma_c = 1.15$

VII.5.3 Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \qquad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de α_{cc} est de données dans l'annexe nationale. Sa valeur recommandée est de :

$$\alpha_{cc} = 1.0$$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.15 \qquad f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VII.5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

La valeur de coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre $(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VII.5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise :

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{360 \times 170} \left(\frac{43870}{16.7} \right)^2 = 112.69 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{43870}{16.7} = 2626.94 \text{ mm}^2, \text{ qui est le plus grand}$$

VII.5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour : $A_{c0} = 2626.69 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 360 \times 170 = 58140 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 2626.69 \text{ mm}^2 < 58140 \text{ mm}^2$ Une plaque projection courte est satisfaisante

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 200 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 170 + (2 \times 12.7) = 195.4 \text{ mm}$$

$$h_p = 390 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 360 + (2 \times 12.7) = 385.4 \text{ mm}$$

Ce qui donne $A_{c0} = 200 \times 390 = 78000 \text{ mm}^2 > 2626.94 \text{ mm}^2$

VII.5.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4ac}}{2a}$$

Où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c); \quad B = - (170 - 8 + 360) = -522 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc} \cdot t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5 \cdot h_c \cdot t_{wc} - t_{fc} \cdot t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 \times 43870}{16.7} - (2 \times 170 \times 12.7 + 4 \times 12.7^2 + 0.5 \times 360 \times 8 - 12.7 \times 8)$$

$$C = 1313.47 - (4318 + 645.16 + 1440 - 101.6)$$

$$C = -4988.09 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{522 - \sqrt{(-522)^2 - 4 \times 2 \times (-4988.09)}}{2 \times 2} \quad \text{Donc : } C = -9.22 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle

Pour le calcul de la largeur additionnelle C dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

✚ Calcul de la largeur d'appuis additionnelle C :

En posant : $t=15\text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 15 \left(\frac{235}{3 \times 16.7 \times 1.1} \right)^{0.5} = 31\text{ mm}$$

$$C = 31\text{ mm} < (h_c - 2t_{fc})/2 = (360 - 2 \times 12.7)/2 = 167.3\text{ mm}$$

$C = 31\text{ mm} < 167.3\text{ mm}$ Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

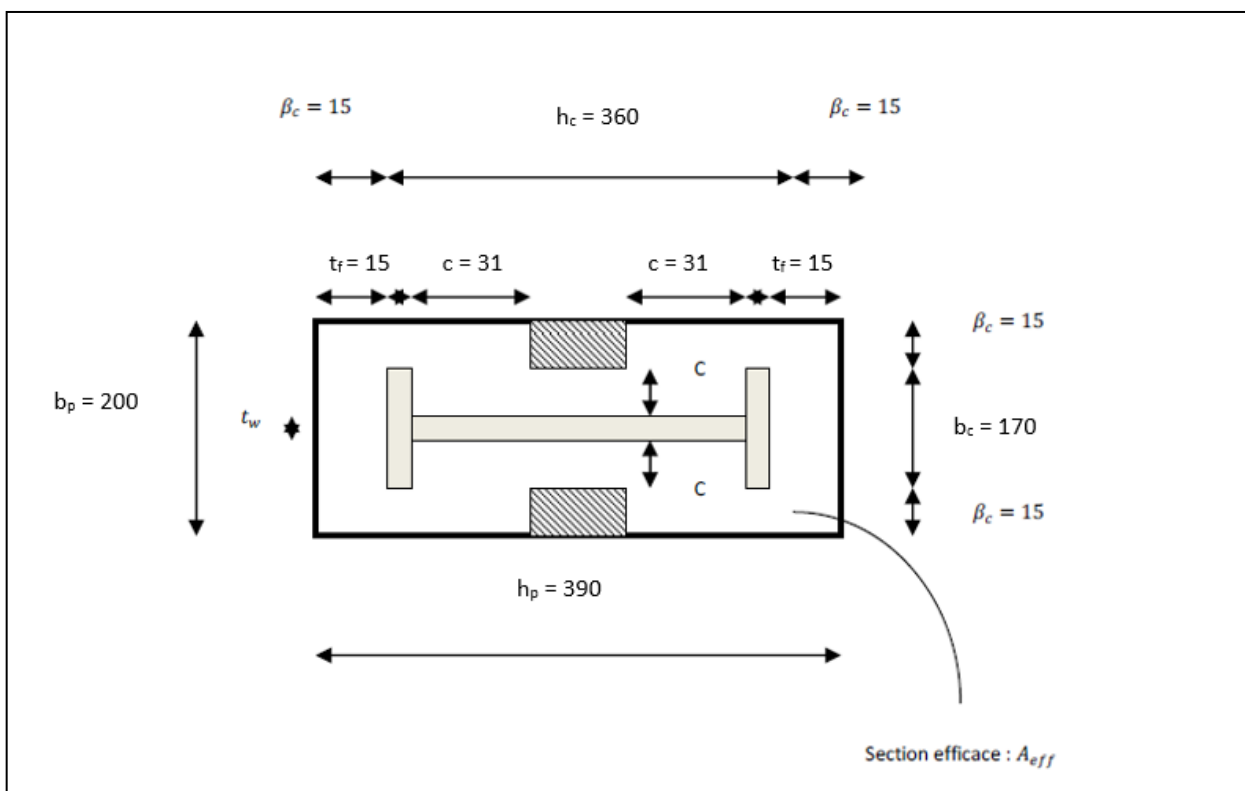


Figure VII.12 : Dimensions de la plaque d'assise.

Remarque : Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à 15 mm.

Donc $\beta_c = 15\text{ mm} < C = 31\text{ mm} \rightarrow$ la plaque d'assise est de projection courte.

✚ Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(C + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc})(2C + t_{fc})$$

$$A_{eff} = 2(170 + 2 \times 15)(31 + 15 + 12.7) + (360 - 2 \times 31 - 2 \times 12.7)(2 \times 31 + 8)$$

$$A_{eff} = 42562 \text{ mm}^2$$

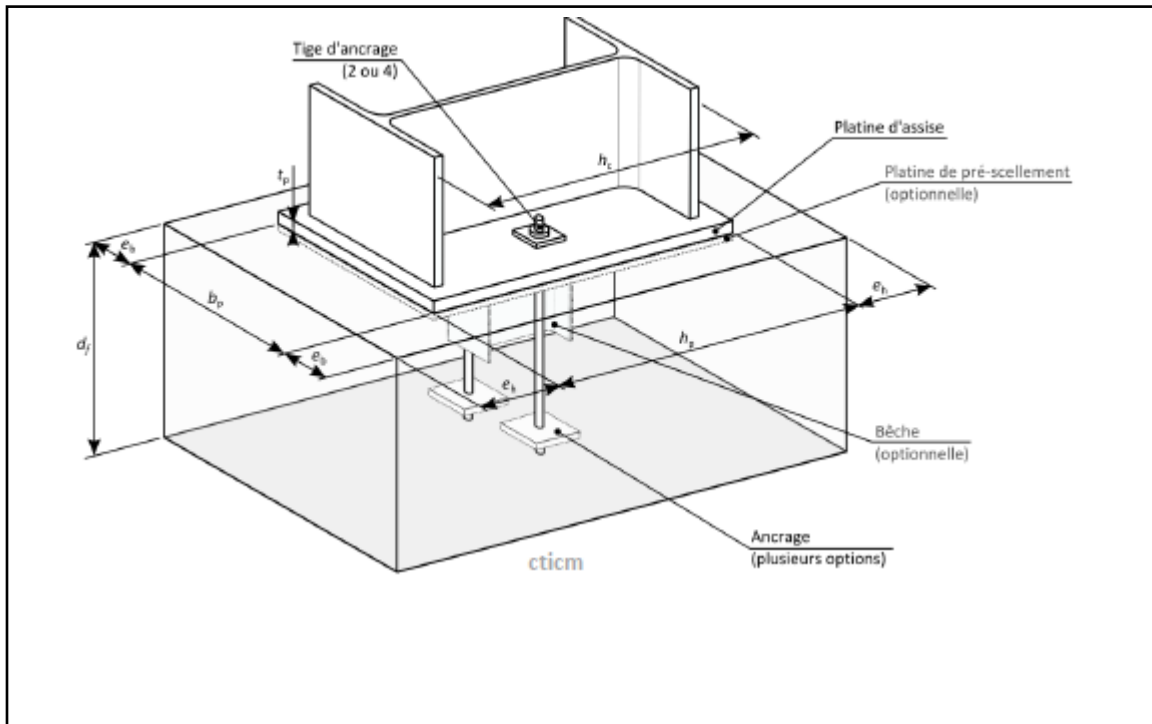


Figure VII.13 : assemblage de la platine.

✚ Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \quad \text{Avec : } N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 42562 \times 16.7 \times 10^{-3} = 710.84 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 43.87 \text{ KN} \leq N_{rd} = 710.84 \text{ KN} \dots\dots\dots OK$$

VII.5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

Calcul du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{15^2 \times 235 \times 10^{-3}}{6 \times 1.1} \quad ; \quad M_{Rd} = 8.01 \text{ KN.mm}$$

Calcul du moment de la flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{(C^2 / 2) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{(31^2 / 2) \times 43.87}{42562} \quad ; \quad M_{sd} = 0.49 \text{ KN.mm}$$

$$M_{sd} = 0.49 > M_{Rd} = 8.01 \dots\dots\dots \text{OK}$$

VII.5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} \times N_{sd} = 0.2 \times 43.87 \qquad F_{v,Rd} = 8.77 \text{ KN}$$

N_{sd} : est l'effort de calcul de compression du poteau.

$C_{f,d}$: coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0.2 et spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$$V_{sd} = 18.06 \text{ N} > F_{vrd} = 8.77 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Remarque : La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

VII.5.6 Les tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

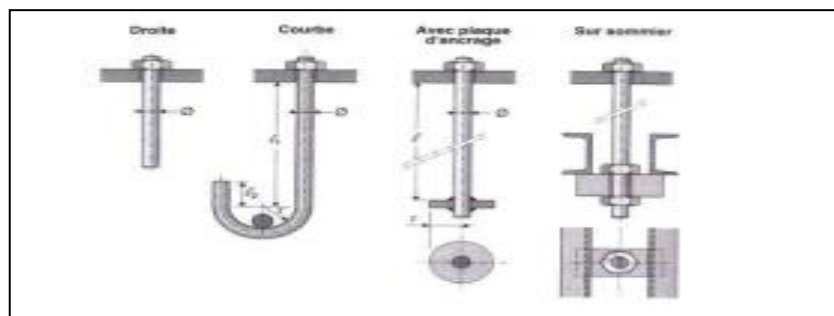


Figure VII.14 : types de tiges d'ancrage.

VII.5.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

L'EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \times F_{vb.Rd}$$

$F_{f.Rd}$: résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

$$F_{f.Rd} = 0.2 \times N_{sd}$$

$F_{vb.Rd}$: résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vbrd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'encrage à celle par frottement cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2; \quad f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f.Rd} = 0.2 N_{sd} = 0.2 \times 43.87 = 8.77 \text{ KN}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 29 \text{ KN}$$

$$F_{v.Rd} = 8.77 + 2 \times 29 = 66.77 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18.06 \text{ KN} < F_{v.Rd} = 66.77 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages dans le cas grands efforts de cisaillement comme le séisme.

On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace : $60 \text{ mm} \leq L_{eff}(\text{bèche}) \leq 1.5 h_{bèche}$
- Hauteur de la bèche : $h_{bèche} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes : $b_{bèche} / b_{bèche} \leq 20$

Les dimensions d'un profile IPE 100 S235 respectent les deux premières conditions.

- Une bèche en *IPE 100* en acier *S235* est retenue.
- La profondeur totale : $d_0 = 100 \text{ mm}$
- La longueur efficace : $L_{eff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$
- L'épaisseur de scellement est de 30 mm .

VII.5.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation.

D'après les résultats du chapitre 5 (calcul de portique) :

Combinaison **G + 1.5V₃**

$$N_{sd} = V_A = 21.83 \text{ KN } \uparrow$$

$$V_{sd} = H_A = 13.76 \text{ KN } \rightarrow$$

VII.5.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd} / n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} = 70.6 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd} / n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t.Rd}} = \frac{21.83 / 2}{29} + \frac{21.83 / 2}{70.6} =$$

$$0.37 + 0.15 = 0.52 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$N_{sd} = 21.83 \text{ KN}$
 $n_b = 2$
 $F_{vb.Rd} = 29 \text{ KN}$
 $N_{t,rd} = 70.6 \text{ KN}$

- Pour deux tiges *M20* en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \qquad f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2; \qquad f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2; \qquad d = 20 \text{ mm}$$

VII.5.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

- Pour un boulon d'ancrages :

$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc,Rd}$$

- La résistance d'ancrages en traction d'une tiges d'ancrages est :

$$F_{anc,Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

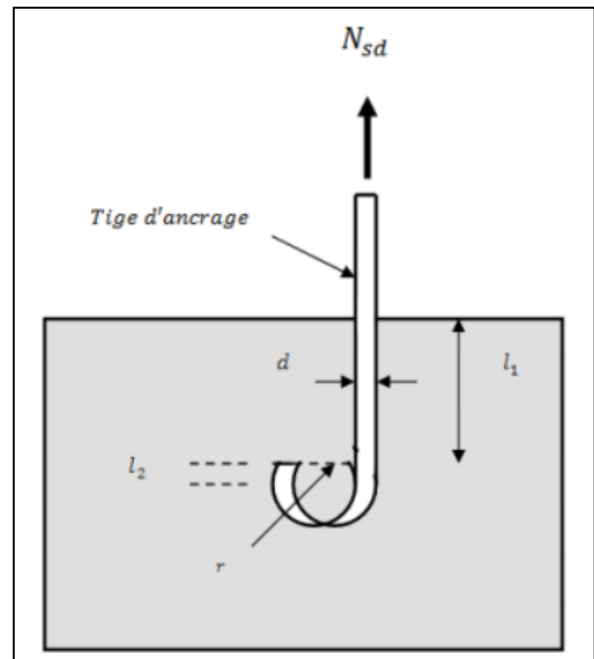


Figure VII.15 : Tige d'ancrage

La largeur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L'EUROCODE de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b,rqd} = 0.144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

f_{ub} : résistance ultime du boulon d'ancrage

f_{bd} : constante d'adhérence de calcul

d : diamètre du boulon d'ancrage

Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times 20 \times 400 / 1.2 = 960 \text{ N/mm}^2$$

La résistance d’ancrage en traction d’une tige d’ancrage est :

$$f_{anc.Rd} = \pi \times 20 + 960 \times 1.2 = 72382 \text{ N}$$

$$N_{sd}/2 = 21.83/2 = 10.91 \text{ KN} \leq f_{anc.Rd}=72.382 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La longueur d’ancrage de référence requise est :

$$l_{b.rqd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

Où :

$$N_{sd} = A \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd} \text{ :effort de soulèvement par tige d’ancrage}$$

$$l_{b.rqd} = \frac{\pi \times d^2 \times \sigma_{sd}}{4 \times \pi \times d \times f_{bd}} = \frac{d \times \sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}} \quad ; \quad \frac{l_{b.rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d’être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \Rightarrow \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t.Rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s)/\gamma_{M2}}{A}$$

En prenant :

A : la section brute de la tige

$$A / A_s \approx 0.8 \quad \Rightarrow$$

A_s : section résistante

$$\max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$l_{b.rqd} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$l_{b.rqd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Remarque :

Bien que normalement le pied soit de type articulé .il est préférable de prévoir quatre boulons d’ancrage pour des raisons de sécurité car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

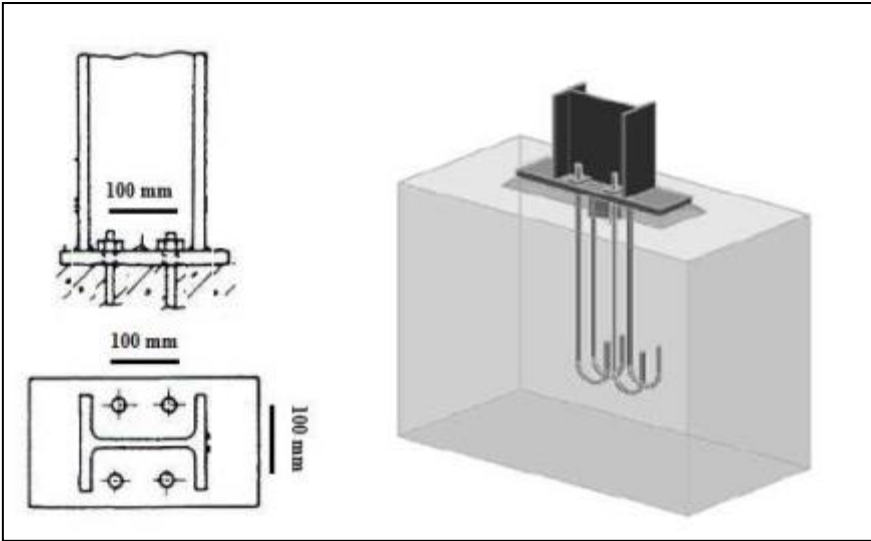


Figure VII.16 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

Conclusion

générale

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant plusieurs années, et grâce à ce travail nous avons appris à appliquer les différents nouveaux règlements, tels que le : (EUROCODE 03, RNV99/2013, RPA99/2003).

Au cours de cette étude nous sommes parvenues à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.
- Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquées au cours de sa vie.
- La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Ce qui nous reste à dire à la fin de ce mémoire c'est que, ce travail fait référence à l'état de nos connaissances autant que jeune ingénieur dans le domaine de la construction métallique.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- ✓ *Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 (pour l'étude climatique).*
- ✓ *Eurocode 03, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*
- ✓ *Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)*
- ✓ *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (pour l'étude sismique)*

ANNEXES

ANNEXES

ANNEXE 1 :

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4
-		§ 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
-		
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

ANNEXE 2 :

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$

ANNEXE 3 :

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

ANNEXE 4 :

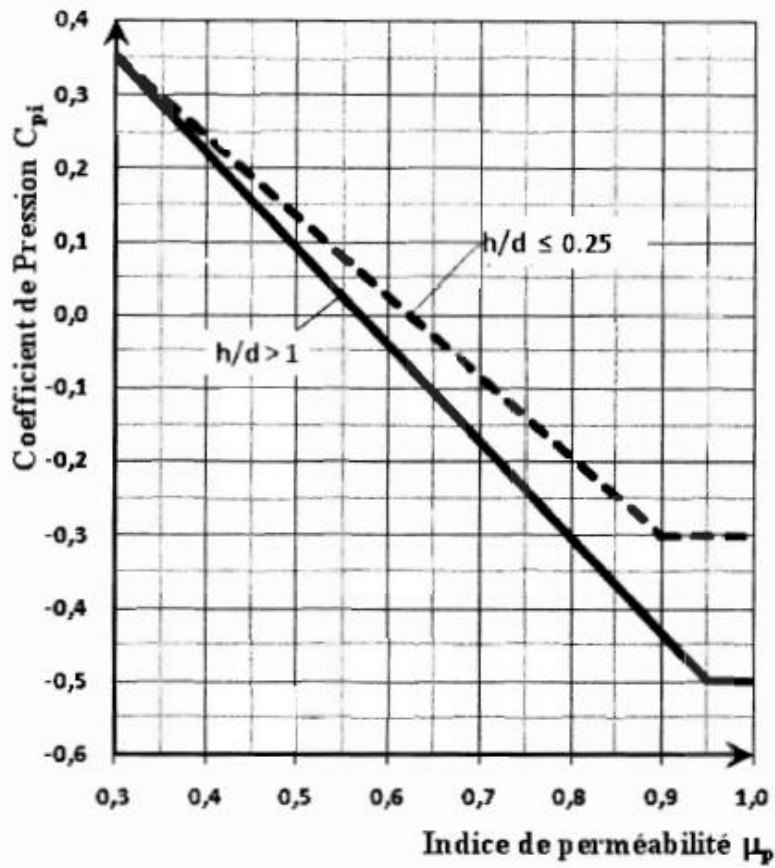


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

ANNEXE 5 :

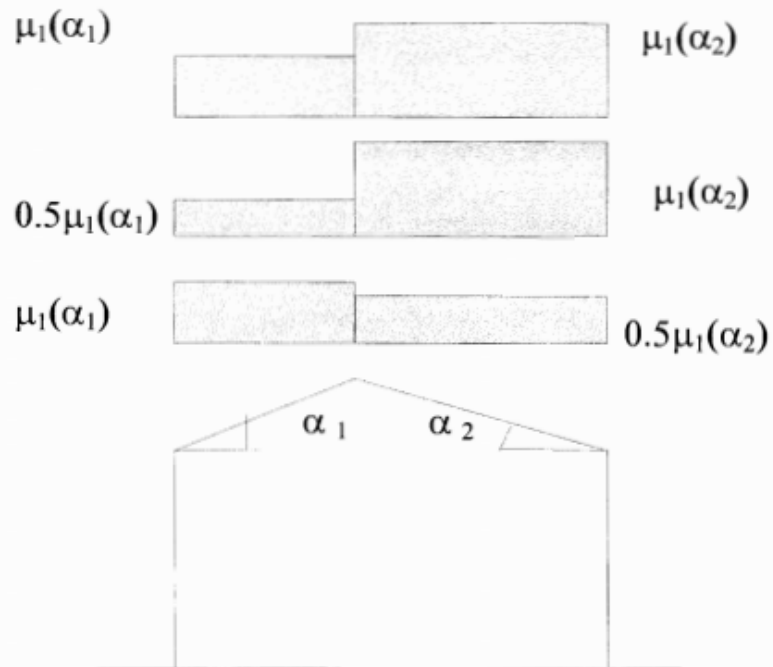


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

ANNEXE 6 : tableaux des profilés

Désignation	Dimensions						A	Dimensions de construction					Surface	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A ₀ m ² /t
							x 10 ²							
IPE A 80 ^{γ*}	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325 64,90	
IPE 80 [*]	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328 54,64	
IPE A 100 ^{γ*}	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	-	-	-	0,397 57,57	
IPE 100 [*]	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400 49,33	
IPE A 120 [*]	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472 54,47	
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475 45,82	
IPE A 140 [*]	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547 52,05	
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551 42,70	
IPE A 160 [*]	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619 48,70	
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623 39,47	
IPE A 180 [*]	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M10	48	48	0,694 45,15	
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M10	48	48	0,698 37,13	
IPE O 180 [†]	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M10	50	50	0,705 33,12	
IPE A 200 [*]	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M10	54	58	0,764 41,49	
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M10	54	58	0,768 34,36	
IPE O 200 [†]	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	M10	56	60	0,779 31,05	
IPE A 220 [*]	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M12	60	62	0,843 38,02	
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M12	60	62	0,848 32,36	
IPE O 220 [†]	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M12	58	66	0,858 29,24	

Désignation		Valeurs statiques											
		axe fort y-y					axe faible z-z						
G kg/m	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}^o$	I_y	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}^o$	I_z	S_s	I_t	I_w	
	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶	
	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹	
IPE A 80	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79

Désignation	Dimensions					A	Dimensions de construction					Surface		
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm		r mm	h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
						x10 ²								
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	M12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	M12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	M16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	M16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	M16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	M16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	M16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	M16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	M22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	M22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	M22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	M22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	M24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	M24	102	104	1,622	17,56

Désignation	Valeurs statiques													
	G kg/m	axe fort y-y					axe faible z-z					S _s mm	I _t mm ⁴	I _w mm ⁶
		I _y mm ⁴	W _{el,y} mm ³	W _{pl,y} ° mm ³	i _y mm	A _{vz} mm ²	I _z mm ⁴	W _{el,z} mm ³	W _{pl,z} ° mm ³	i _z mm				
x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹			
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26	
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39	
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68	
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51	
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58	
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64	
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2	
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9	
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7	
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5	
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1	
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7	
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0	
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6	
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3	
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2	
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0	
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6	
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9	
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0	
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6	

ANNEXE 7 : dimensions des barres rondes



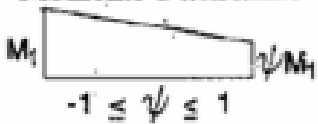
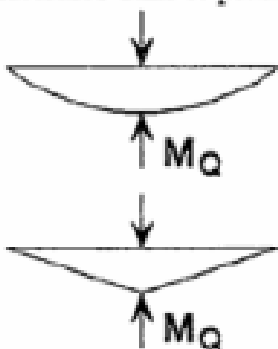
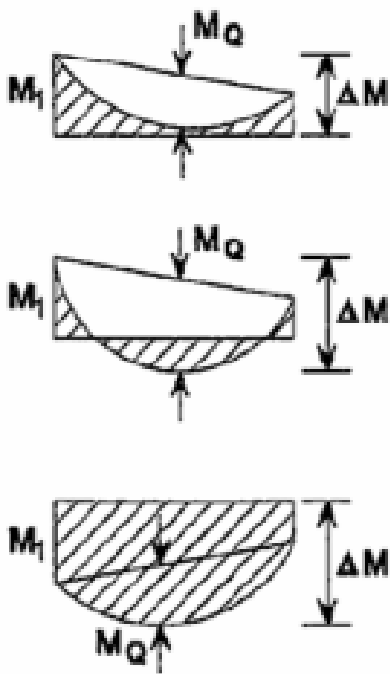
Acier S 275 JR ou S 235 JR selon
NF EN 10025
Long. 6m/6m200



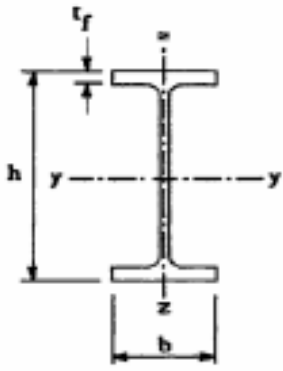
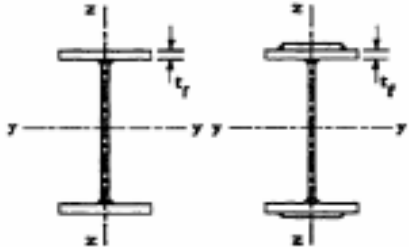

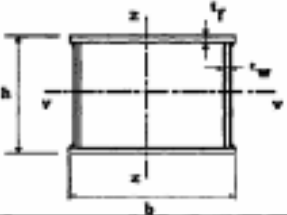

Dimensions en mm	Poids au mètre
8	0,390
10	0,620
12	0,890
14	1,210
16	1,580
18	2,000
20	2,470
22	2,980
25	3,854
28	4,830
30	5,550
35	7,550
40	9,860
45	12,500
50	15,400
60	22,200

ANNEXE 8 :

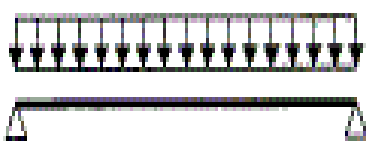
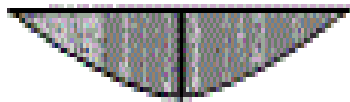

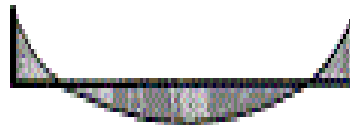

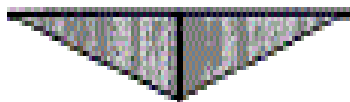

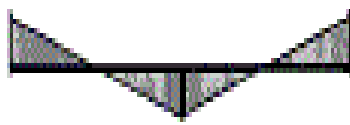
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

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> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE 9 :

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
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

ANNEXE 10 :

Chargement et conditions d'appui dans le plan	Diagramme du moment fléchissant	C_1	C_2
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		1,35	0,59
		1,69	1,50

ANNEXE 11 : étude des assemblages

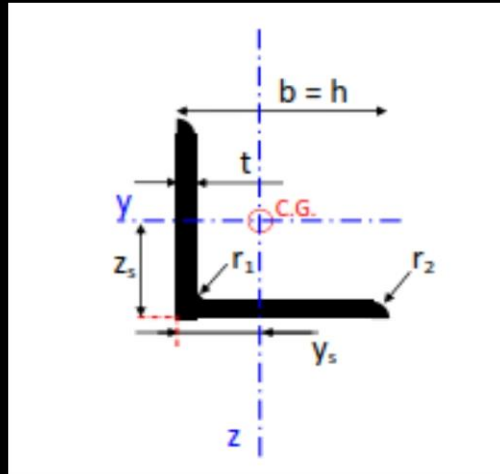
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

ANNEXE 12 : Caractéristiques de la cornière 70 × 70 × 5

Equal Leg Angles [L]

L 70 x 70 x 5



G	i	5.37	kg/m
h = b	i	70	mm
t	i	5	mm
r1	i	9	mm
r2	i	-	mm
A	i	684	mm ²
zs=ys	i	1.88	mm
AL	i	0.27	m ² /m
Iy/z	i	3.12E+05	mm ⁴
Wel.y/z	i	6100	mm ³

ANNEXE 13 :

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

où : $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ et : $\alpha = 0,21$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe b

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

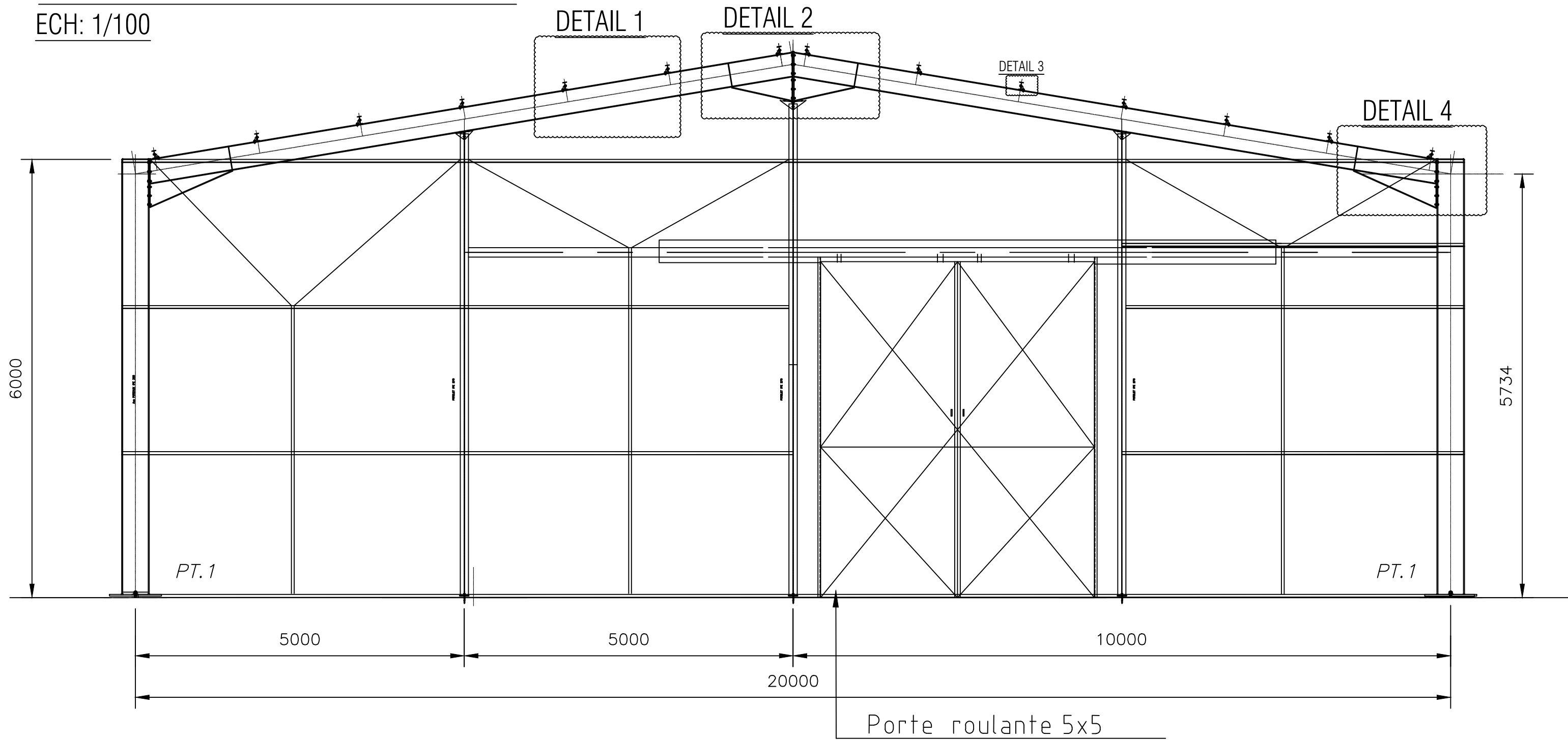
où : $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ et : $\alpha = 0,34$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

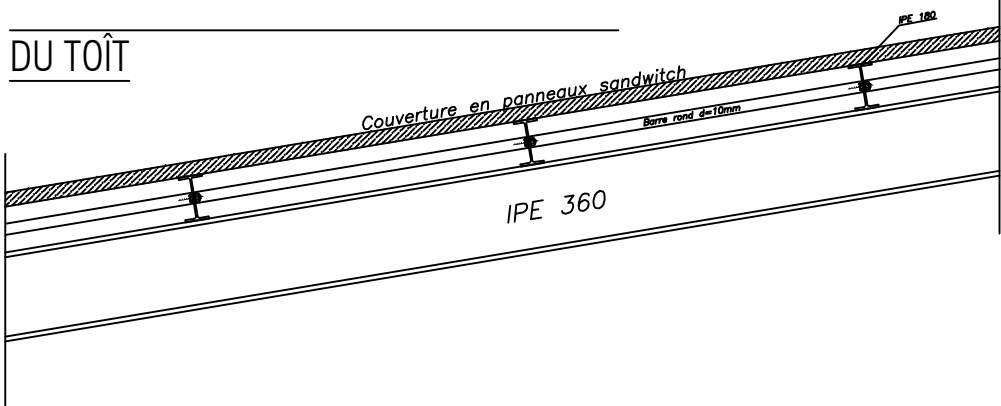
LES PLANS

ELEVATION PIGNON

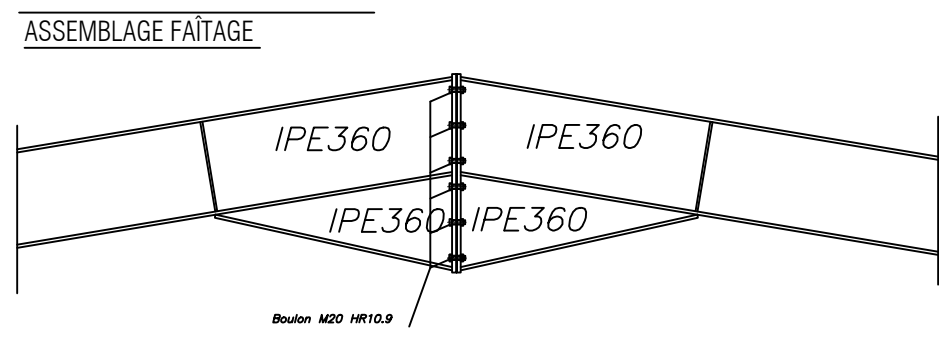
ECH: 1/100



DETAIL 1

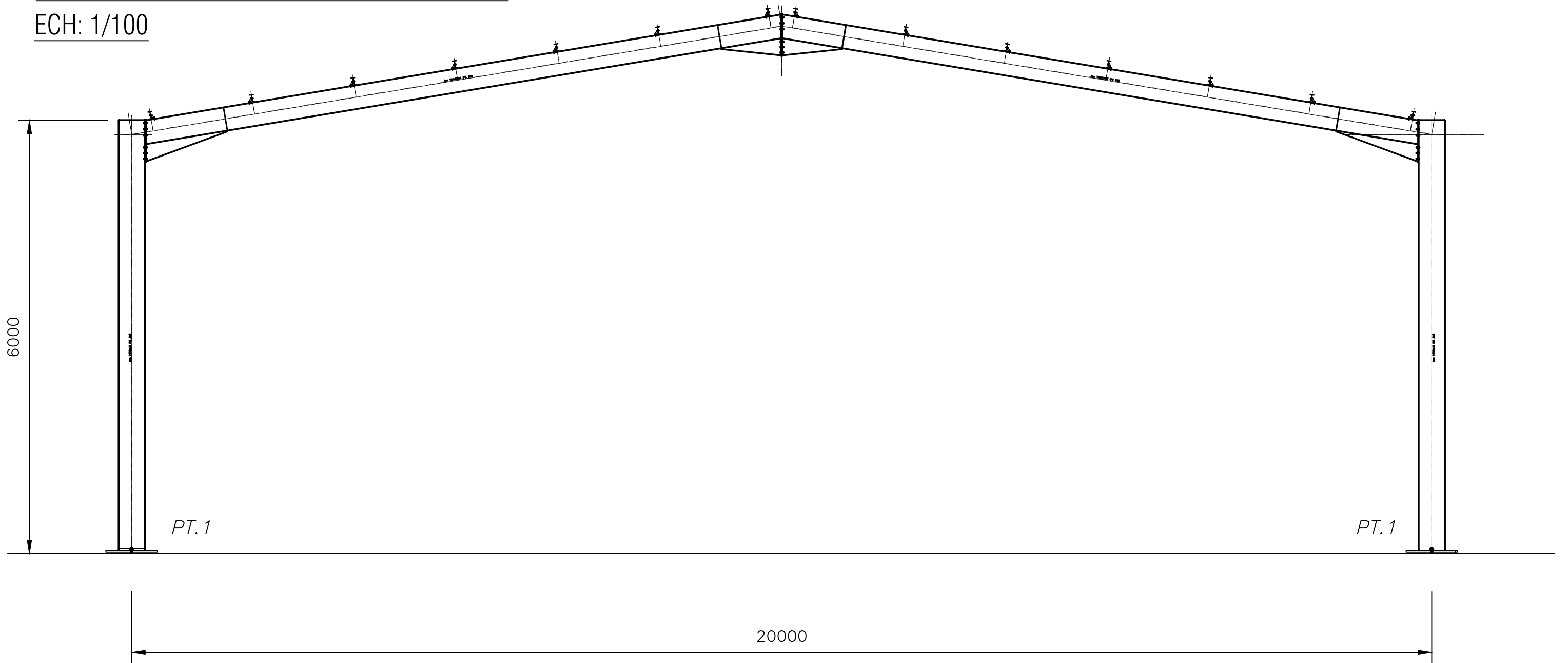


DETAIL 2



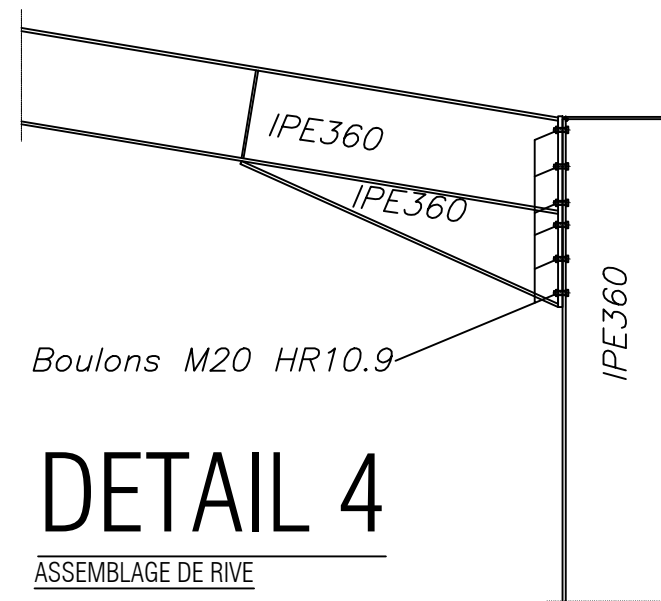
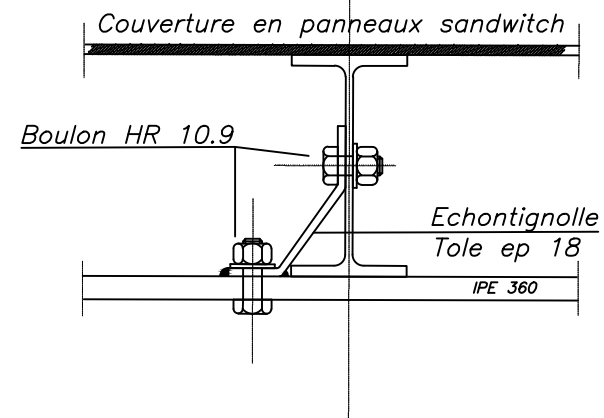
ELEVATION PIGNON

ECH: 1/100



DETAIL 3

FIXATION DE LA PANNE ET ECHONTIGNOLE

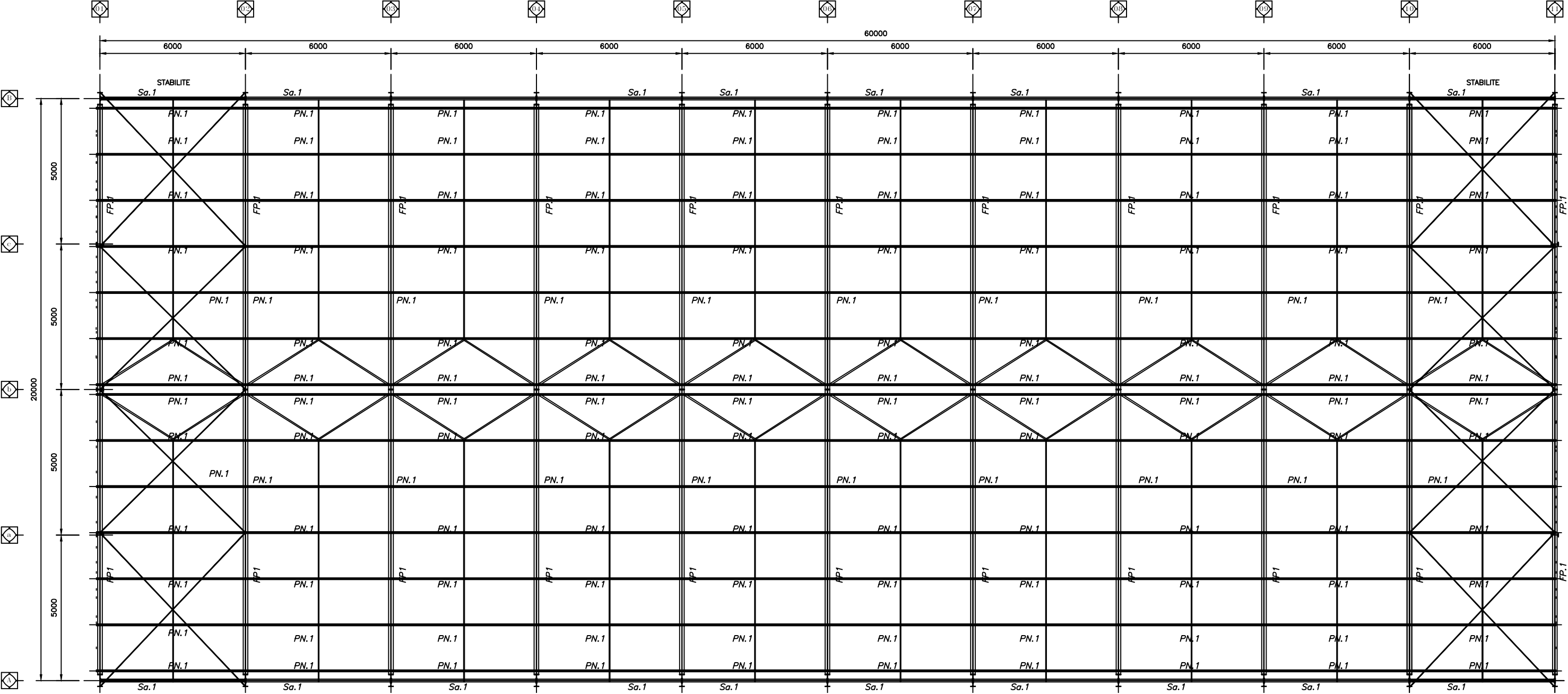


DETAIL 4

ASSEMBLAGE DE RIVE

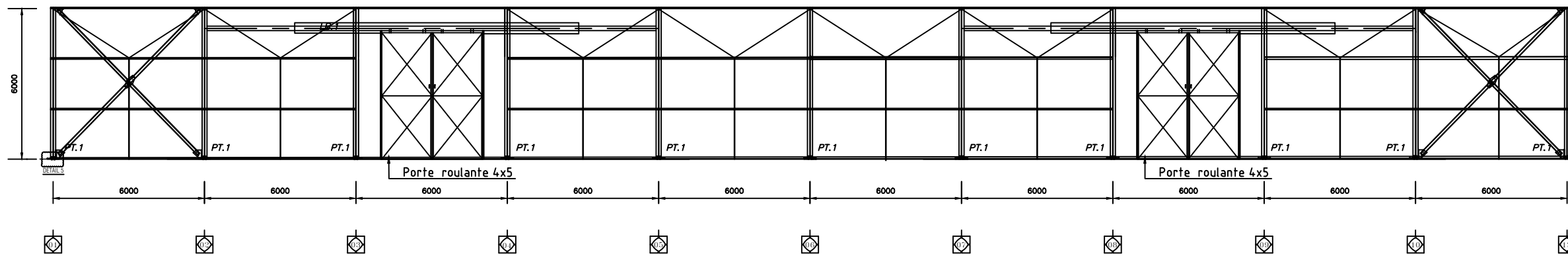
VUE EN PLAN OSSATURE

ECH: 1/100



ELEVATION LONG PAN FILES -A- ET -B-

ECH: 1/100



DETAIL 5

ASSEMBLAGE DE TYPE ARTICULE DANS UN PORTIQUE

