

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de 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 :

M^{lle}: MOUSSI Hakima

Encadré par:

M^r: AKKOUCHE Karim

Promotion 2020 / 2021

Remerciements

Ce modeste travail et le résultat de plusieurs années de travail et d'étude pour cela je remercie :

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

Je remercie chaleureusement mes parents pour leur soutien moral, matériel et physique pendant mes études.

J'adresse mes reconnaissances et mes remerciements à tous les enseignants qui m'ont guidé le long de ma formation en particulier :

Mon promoteur Mr AKKOUCHE Karim pour son suivi, ses remarques, sa disponibilité et ses conseils.

Les membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail.

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

Dédicaces

***Je dédie ce modeste travail à : Ma très chère mère, mon très
cher père.***

Ma petite sœur adorée (AMEL)

Mon frère

Ma grande sœurs

Mes grands-parents

Mes oncles et tantes

Mes cousins et cousines

***Ainsi qu'à toutes les personnes qui me sont chères, que ça
soit mes amis***

qui m'ont toujours encouragé et soutenue,

Mes collègues

Et tous les autres.

SOMMAIRE :

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I: Présentation du projet

I.1 Présentation du projet :	2
I.2 Situation du projet :	2
I.3 Caractéristiques et données du projet :	2
I.3.2 Ossature et stabilité de la structure :	2
I.3.3 La toiture :	3
I.3.4 Les façades :	3
I.3.5 Matériaux utilisés :	3
a) Acier :	3
b) Le Béton :	4
I.4 Règlements techniques utilisés :	5

Chapitre II: Etude climatique

INTRODUCTION :	6
II.1 Etude au vent :	6
II.1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :	7
II.1.3 Détermination de la pression aérodynamique $W(Z)$: (RNV 2013, §2.5)	10
II.1.3.1 Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(Z)$: (RNV 2013, §2.3)	10
II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} : (RNV 2013, §5.1)	13
II.1.3.2.1 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1):	14
II.1.3.2.2 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :	18
II.1.3.3 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} : (RNV 2013, §5.2)	23
II.1.3.3.1 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1) :	25
II.1.3.3.2 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :	27
II.2 Force de frottement : (RNV 2013)	30
II.2.1 Action d'ensemble : (RNV 2013)	31
A. Cas de vent perpendiculaire au long pan (V1) :	32
B. Cas de vent perpendiculaire au pignon (V2) :	33
II.2.2 Calcul de stabilité d'ensemble :	34
II.3 ETUDE A LA NEIGE :	36
II.3.1 Domaine d'application :	36

II.3.2 La charge de neige sur le sol :	36
II.3.3 Coefficient de forme de la toiture :	36
II.3.4 Calcul des charges de neige sur la toiture :	37
II.3.4.1 Disposition de charge sans accumulation :	37
II.3.4.2 Disposition de charge avec accumulation :	37
Conclusion :	38

Chapitre III: Pre dimensionnements des éléments

INTRODUCTION :	39
III.1 Etude des pannes :	39
III.1.1 Définition :	39
III.1.2 Les données :	40
III.1.3 Principe de dimensionnement :	40
III.1.4 Evaluation des charges et surcharges :	41
III.1.5 Combinaisons des charges les plus défavorables :	43
III.1.6 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :	44
III.1.7 Vérification à l'état limite de service (ELS) :	50
III.1.8 Etude des liernes de la toiture :	52
A. Définition :	52
III.1.9 Etude de l'échantignole :	54
III.2 Etude des lisses de bardages :	56
III.4.1 Définition :	56
III.4.2 Principe de dimensionnement :	56
III.4.3 Vérification de la lisse de long-pan :	57
III.4.3.2 Evaluation des charges et surcharges :	57
III.4.3.3 Combinaison de charges les plus défavorables :	57
III.4.3.4 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :	58
III.4.3.5 Vérification à l'état limite de service (ELS) :	61
III.4.4 Vérification de la lisse de pignon :	62
III.4.4.2 Evaluation des charges et surcharges :	63
III.4.4.3 Vérification à l'état limite ultime :	63
III.4.4.4 Vérification à l'état limite de service (ELS) :	65
III.5 Etude des potelets :	66

III.5.2 Les données	66
III.5.3 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet (potelet du milieu) :	66
III.5.4 Dimensionnement du potelet :	67
III.5.5 Vérification de la section à la résistance :	68
III.5.6 Vérification de l'élément aux instabilités :	69
CONCLUSION :	71

Chapitre IV: Etude sismique

INTRODUCTION :	74
IV.1.2 Calcul de la force sismique totale :(RPA99/03).....	74
CONCLUSION :	80

Chapitre V: Etude du portique

INTRODUCTION :	81
V.1 Caractéristiques du portique étudié :	81
V.2 Efforts sollicitant le portique :	82
V.2.1 Charges permanentes :	82
V.3 Calcul des efforts internes :	84
V.3.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge de neige).....	85
V.3.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement) :	86
V.3.3 Vent horizontal :(dépression) :	87
V.4 Tableaux récapitulatifs :	88
V.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb)	89
V.5.1 Modélisation avec les imperfections :	90
V.5.2 Calcul des efforts internes additionnels :	91
V.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de Heq :	92
V.6 Choix de la méthode d'analyse :	92
V.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique α_{cr} :	93
V.7 Pré-dimensionnement de la traverse :	94
V.7.1 Vérification de la traverse a l'ELS :	96
V.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU :	96
V.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :	98
V.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :	100
V.8 Pré-dimensionnement du poteau :	108
V.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :	108

Chapitre VI: Calcul des contreventements

INTRODUCTION :	114
VI.1 Dispositions des contreventements :	114
VI.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :	114
VI.2.1 Effort du vent sur les pignons :	114
VI.2.2- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :	115
VI.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :	119
VI.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :	120
VI.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :	124

Chapitre VII: Vérifications des éléments

VIII-1 Introduction :	127
VIII-2 Méthode de travail :	127
VIII-3-2 Profilé :	128

Chapitre VIII: Etude des assemblages

INTRODUCTION :	134
VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :	134
VII.3.1 La disposition constructive des boulons :	135
VII.3.3 les composants de l'assemblage :	135
VII.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :	136
VII.3.5 Calcul du moment résistant :	137
VII.3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	138
VII.3.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :	138
VII.3.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :	139
VII.3.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	141
VII.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :	141
VII.4.1 La disposition constructive des boulons :	142
VII.4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage :	143
VII.4.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	143
VII.5 Calcul des bases des poteaux :	143

VII.5.2 Données de base :	146
VII.5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :	146
VII.5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :	149
VII.5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :	150
VII.5.6 Les tiges d'ancrage :	150
VII.5.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :	150
VII.5.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :	151
VII.5.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :	151
VII.5.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :	152

Chapitre IX: Calcul des fondations

Introduction :	156
1. Les types des fondations :	156
2. Etude des semelles :	156
3. Calcul des longrines :	159
Conclusion générale	162

Liste des tableaux

Liste des tableaux :

CHAPITRE II

Tableau II.1: Pression dynamique de référence

Tableau II.2 : Définition des catégories de terrain

Tableau II.3 : Coefficients de topographie

Tableau II.4 : Paramètres de la catégorie de terrain II.

Tableau II.5 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m²).

Tableau II.6: Coefficients de pressions extérieures (parois verticales)

Tableau II.7 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

Tableau II.8 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

Tableau II.9 : Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ pour l'angle $\alpha=10,78^\circ$

Tableau II.10 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.11 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m²).

Tableau II.12 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V2

Tableau II.13 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

Tableau II.14 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

Tableau II.15 : Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ pour l'angle $\alpha=10,78^\circ$

Tableau II.16 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V2

Tableau II.17 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} pour un bâtiment ayant une face dominante.

Tableau II.18 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.20 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} pour un bâtiment ayant une face dominante.

Tableau II.21 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

Tableau II.22 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

Tableau II.23 : valeurs Des forces horizontales et verticales (vent frappe le long pan)

Tableau II.24 : valeurs Des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon)

CHAPITRE III

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

Tableau III.2: Caractéristiques géométriques de l'UPN 120.

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de l'IPE 240.

CHAPITRE IV

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 Heq.

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

CHAPITRE V

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités P_q .

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

CHAPITRE VI

Tableau VI.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

CHAPITRE VII

Tableau VIII.1 : Récapitulatif des éléments utilisé

CHAPITRE VIII

Tableau VIII.1 tableaux de l'effort normal.

Liste des figures

Listes 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 : direction de vent V1 et V2

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

Figure II.3 : direction du vent perpendiculaire au long pan (sens V1)

Figure II.4 : légende pour les parois verticales.

Figure II.5 : dimensions des zone A et B

Figure II.6 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales

Figure II.7: La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1.

Figure II.8 : direction du vent perpendiculaire au pignon (sens V2)

Figure II.9 : dimensions des zone A,B et C

Figure II.10 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.

Figure II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V2.

Figure II.12 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V2

Figure II.13 : disposition des ouvertures du long pan

Figure II.14 : disposition des ouvertures du pignon

Figure II.15 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1..

Figure II.16 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Figure II.17 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

Figure II.18 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

Figure II.19 : l'aire de l'élément de surface balayé par le vent

Figure II.20 : Force résultante F_w

Figure II.21 : La répartition des zones de pression, sens V1

Figure II.22 : La répartition des zones de pression, sens V2

Figure II.23 : représentation des charges provoquant un moment de renversement au long pan

Figure II.24 : représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

Figure II.25 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Figure II.26 : charge de neige répartie sans redistribution par le vent

Figure II.27 : charge de neige répartie avec redistribution par le vent

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 sur le long-pan.

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

Figure III.19 : Semelle comprimée susceptible de déverser.

Figure III.20 : Disposition des lisses sur le pignon.

Figure III.21 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

Figure III.22 : 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 H_{eq} .

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

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.

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 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Figure VI.6 : Effort de traction dans la diagonale tendue.

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT.

CHAPITRE VIII

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.4: Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

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.

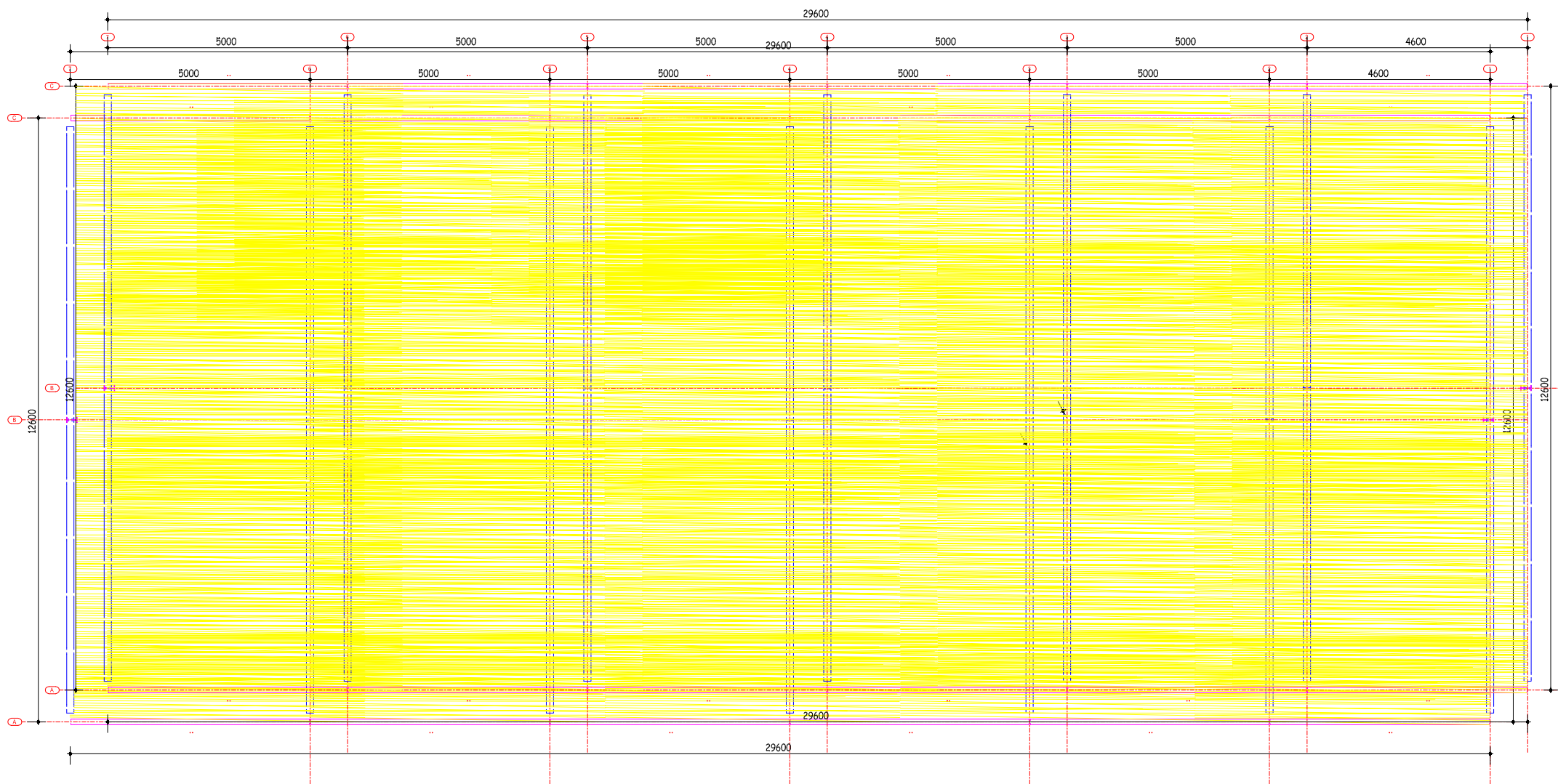
Figure VII.16 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

CHAPITRE IX

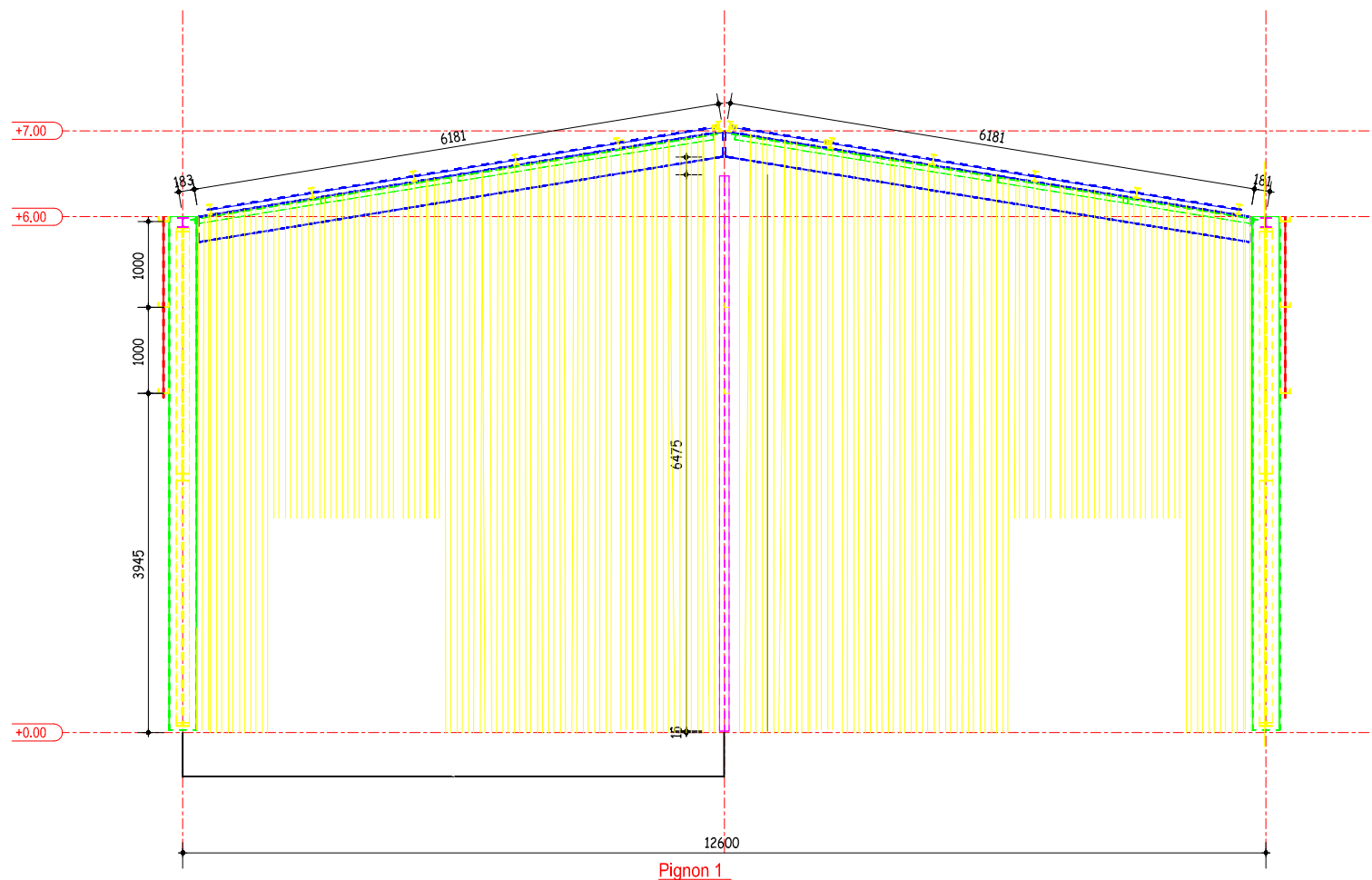
Figure VII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Figure VII.2 : Ferrailage des semelles isolées.

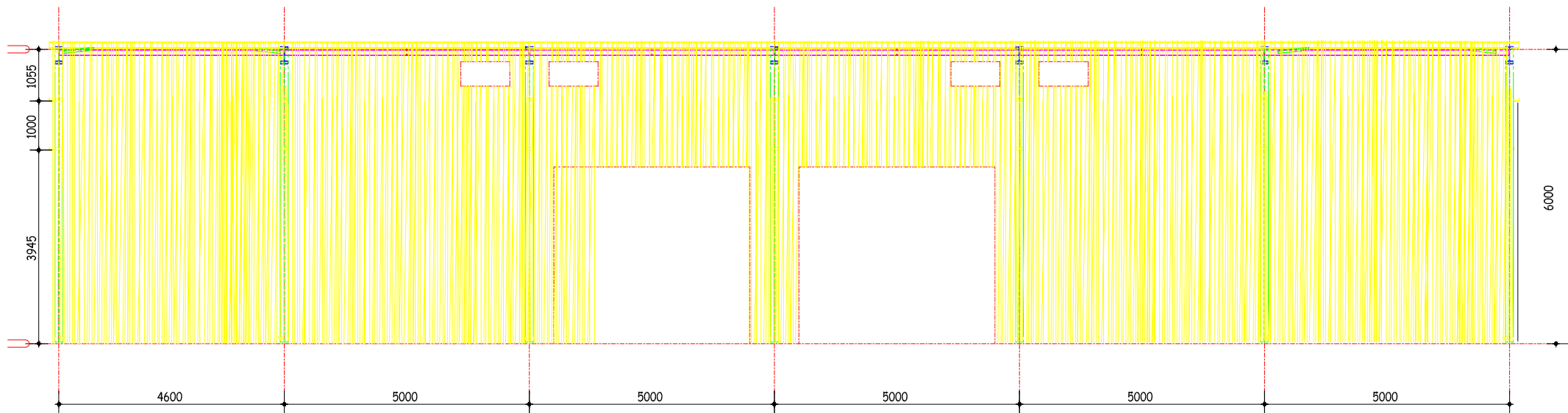
Figure VII.3 : Ferrailage des longrines



Plan de toiture

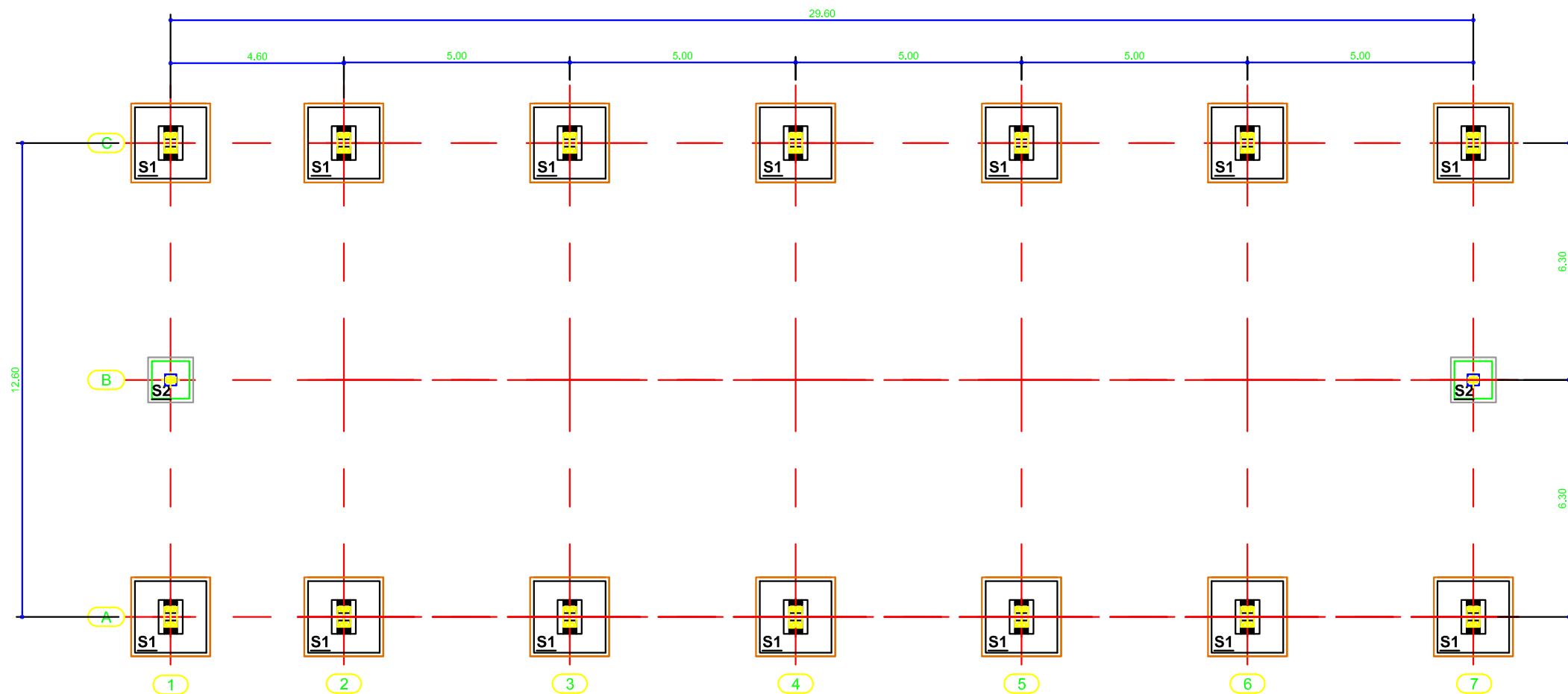


Plan de pignon



Plan de long pan

Coffrage FONDATION



Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE :

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manière 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 lui sont 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, on utilise l'acier 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 implanté à Bouira. Pour faire, le présent travail se compose de plusieurs chapitres, à savoir l'étude climatique, sismique, pré dimensionnements des éléments jusqu'à l'étude des fondations.

Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

I.1 Présentation du projet :

Le projet consiste à étudier un hangar en charpente métallique de forme rectangulaire avec toiture à deux versants, couvrant une surface de 372.96 m^2 destiné pour le stockage.

I.2 Situation du projet :

L'ouvrage sera implanté dans la daïra EL ESNAME wilaya de BOUIRA ; parmi les informations relatives à cette zone : selon le règlement (RNV 2013) elle est classé en zone I, et selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa). Site meuble (S3).

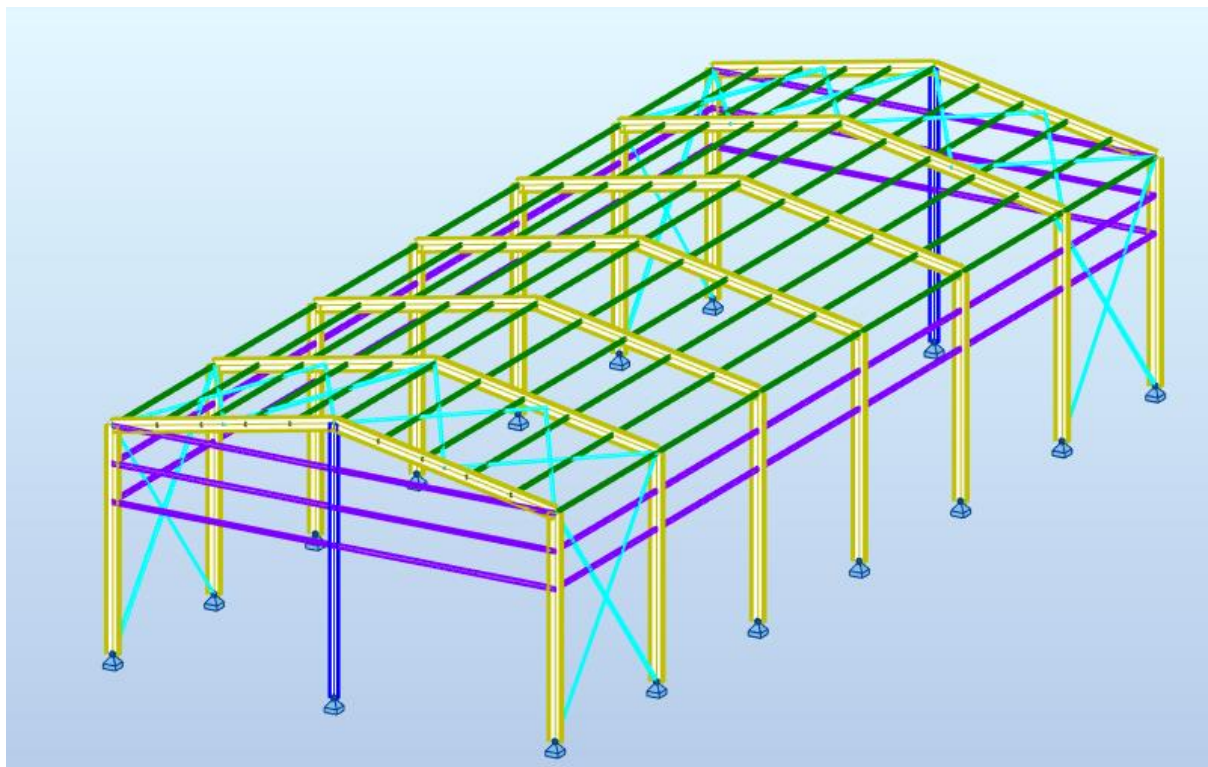


Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet.

I.3 Caractéristiques et données du projet :

I.3.1 Géométrie de l'ouvrage :

- Longueur totale = 29.6m.
- Largeur totale = 12.6m.
- Hauteur totale = 7.2m.
- Hauteur des poteaux = 06.00m.
- Hauteur de la toiture = 1.2m
- Pente de la toiture = 10.78°
- L'altitude de l'ouvrage : $H = 450\text{m}$

I.3.2 Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 7 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

I.3.3 La toiture :

La toiture est en charpente métallique à deux versants.

L'ossature de la toiture est constituée de :

- 7 traverses à deux versants.
- Des pannes support couverture en panneaux sandwich
- Des contreventements en toiture pour rigidifier la toiture

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.

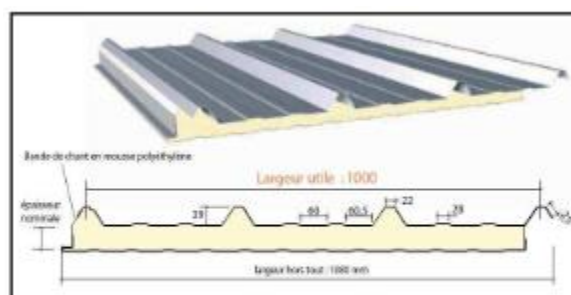


Figure I.2 : Panneau sandwich.

I.3.4 Les façades :

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

I.3.5 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 :

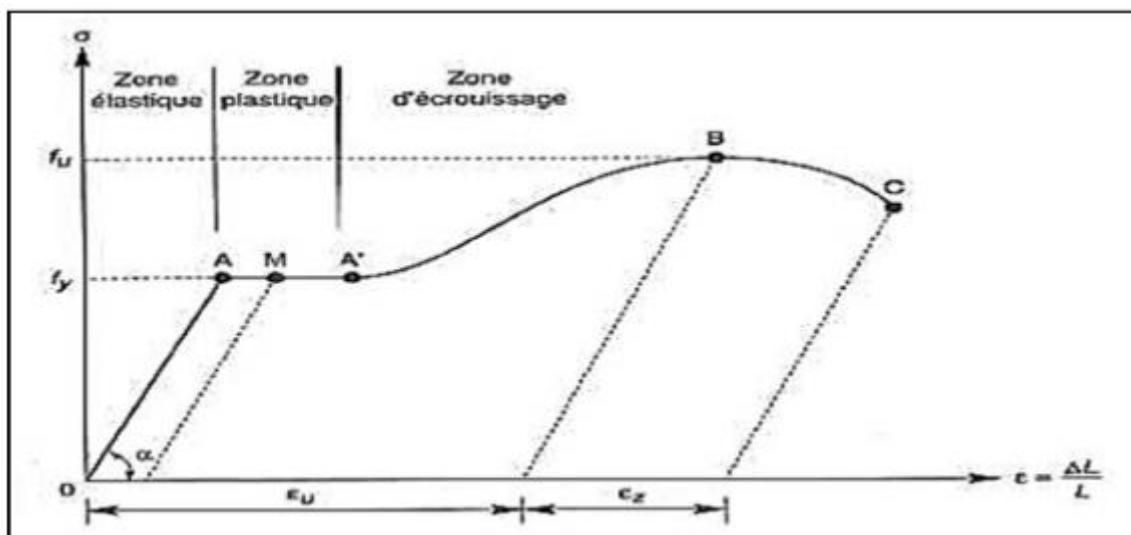
Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie lors de l'étude de cet ouvrage est de l'acier S275.

▪ Ductilité :

Chapitre I PRESENTATION DU PROJET

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%.



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 : $f_y = 275 \text{ MPa}$
- 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.4 Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✚ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

Chapitre I PRESENTATION DU PROJET

- + 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.
- + Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)
- + Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».

- + Jean Morel, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 », Edition Eyrolles, Paris, Sixième tirage 2005.
- + **Logiciels :**
 - Robot structure 2019.
 - Autocad.

Chapitre II : 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 Etude au vent :

Tout ouvrage en construction métallique doit résister aux différentes 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.

II.1.1 Direction du vent :

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

Le projet est un hangar à deux versants de forme rectangulaire et symétrique. De plus les caractéristiques données en **chapitre I**, d'autre peuvent être citées, à savoir :

 Les surfaces :

- Surface d'un pignon $(12.6 \times 6) + (\frac{12.6 \times 1.2}{2}) = 83.16 \text{ m}^2$
- Surface d'un long-pan $(29.6 \times 6) = 177.6 \text{ m}^2$
- Surface d'un versant de la toiture $(6.41 \times 29.6) = 189.74 \text{ m}^2$

 Les ouvertures :

- Deux portes pour le pignon avant de dimension $(2 \times 2.5) \text{ m}^2$
- Deux portails pour le long-pan droit de dimension $(4 \times 3.6) \text{ m}^2$
- Quatre fenêtres pour le long-pan droit de dimension $(0.5 \times 1) \text{ m}^2$

Les deux directions principales du vent :

- (Sens V1) : le vent perpendiculaire au long-pan.
- (Sens V2) : le vent perpendiculaire au pignon.

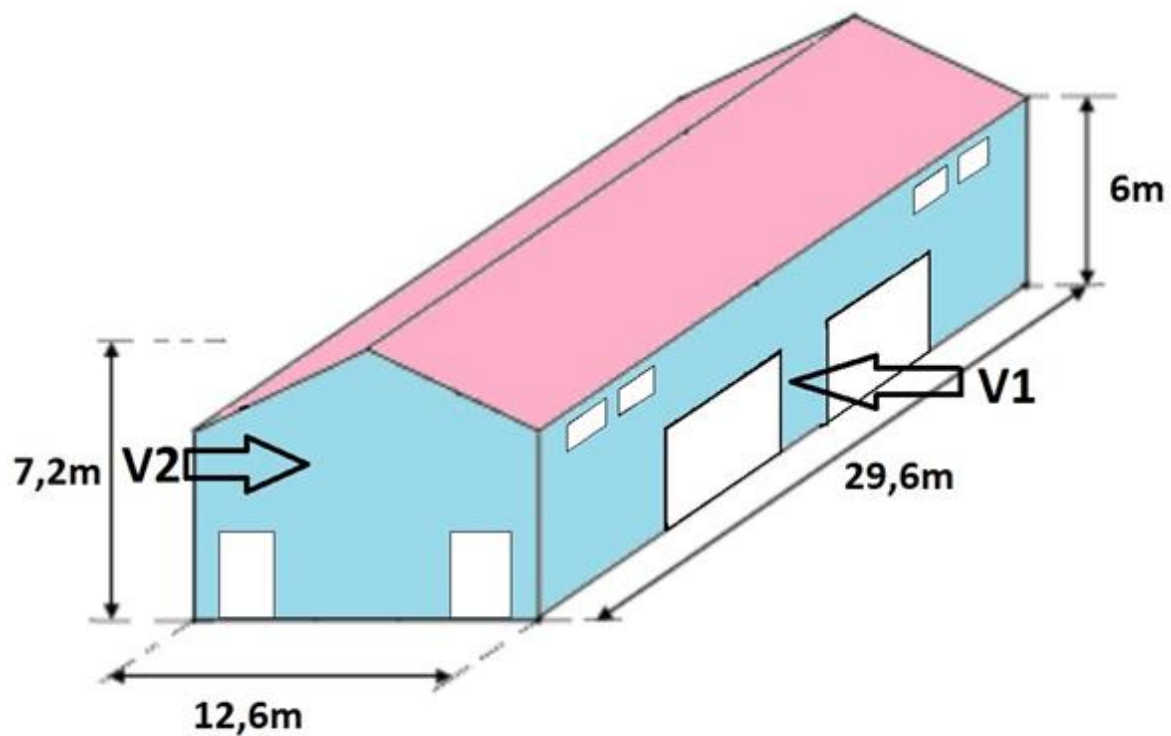


Figure II.1 : direction de vent V1 et V2

II.1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

a) Effet de la région :

Valeur de la pression dynamique de référence q_{ref} :(RNV 2013)

La pression dynamique de référence q_{ref} est proportionnelle au carré de la vitesse de référence (vitesse moyenne sur 10 mn, mesurée à 10 m de hauteur, sur un terrain de type rase compagne) est donnée pour les constructions permanentes par le tableau 1 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

Le projet est situé à la daïra EL ESNAME wilaya de BOUIRA, et selon le RNV2013 la wilaya de BOUIRA est classée en zone I, et la pression dynamique de référence est : $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$

Tableau II.1: Pression dynamique de référence

Zone	q_{ref}	daN / m^2
I	37,5	
II	43,5	
III	50,0	
IV	57,5	

b) Catégorie du terrain :

La structure elle est implantée à la daïra EL ESNAME wilaya de BOUIRA et selon le règlement RNV2013 (RNV 2013) le terrain est de catégorie II :

Tableau II.2 : Définition des catégories de terrain(RNV2013)

Catégorie de terrain	K_T	$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$	
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

Avec :

K_T : facteur de terrain

Z_0 : paramètre de rugosité

$Z_{\min}$: hauteur minimale

c) Coefficient de topographie CT :

Le coefficient de topographie C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.(RNV 2013).

Pour des raisons pratiques les valeurs données dans le tableau 5 sont utilisées.

La structure étudiée est implantée sur un site plat, donc le coefficient de topographie CT est égal à : $CT=1$

Tableau II.3 : Coefficients de topographie

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

d) Calcul du coefficient dynamique Cd : (RNV 2013).

Le coefficient dynamique 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.

- Valeur simplifiée:

Une valeur conservative de $C_d=1.0$ peut être considérée dans les cas suivants:

- Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15 m;
- Éléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à 5 Hz;
- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent;
- Cheminée à section transversale circulaire dont la hauteur est inférieure à 60 m et à 6.5 fois le diamètre.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m (**H =7,20 m**).

On prend : **Cd=1** (RNV 2013).

On a : **Cd < 1,2**

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

II.1.3 Détermination de la pression aérodynamique $W(Z)$: (RNV 2013)

La pression aérodynamique $W(z)$ agissant sur les parois en (daN / m^2) est donnée par la formule suivante :

$$W(z)=q_p(z) \times (C_{pe}-C_{pi})$$

Où :

$q_p(z)$: pression dynamique de pointe calculée à la hauteur Z considérée en (daN / m^2) .

c_{pe} : coefficient de pression extérieure.

c_{pi} : coefficient de pression intérieure.

II.1.3.1 Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(Z)$:(RNV 2013)

La pression dynamique de pointe $q_p(Z)$ qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur Z est donnée par la relation :

$$q_p(Z)=q_{ref} \times C_e(Z)$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanente en fonction de la zone du vent.

$c_e(z)$: est le coefficient d'exposition au vent

Z_j : hauteur de référence.

Dans notre cas : $Z_e = Z_i = Z$ avec ($Z=h=7,20m$ et $b=12,6m$)

$h < b \Rightarrow Z_e = h$ ($q_p(z) = q_p(z_e)$)

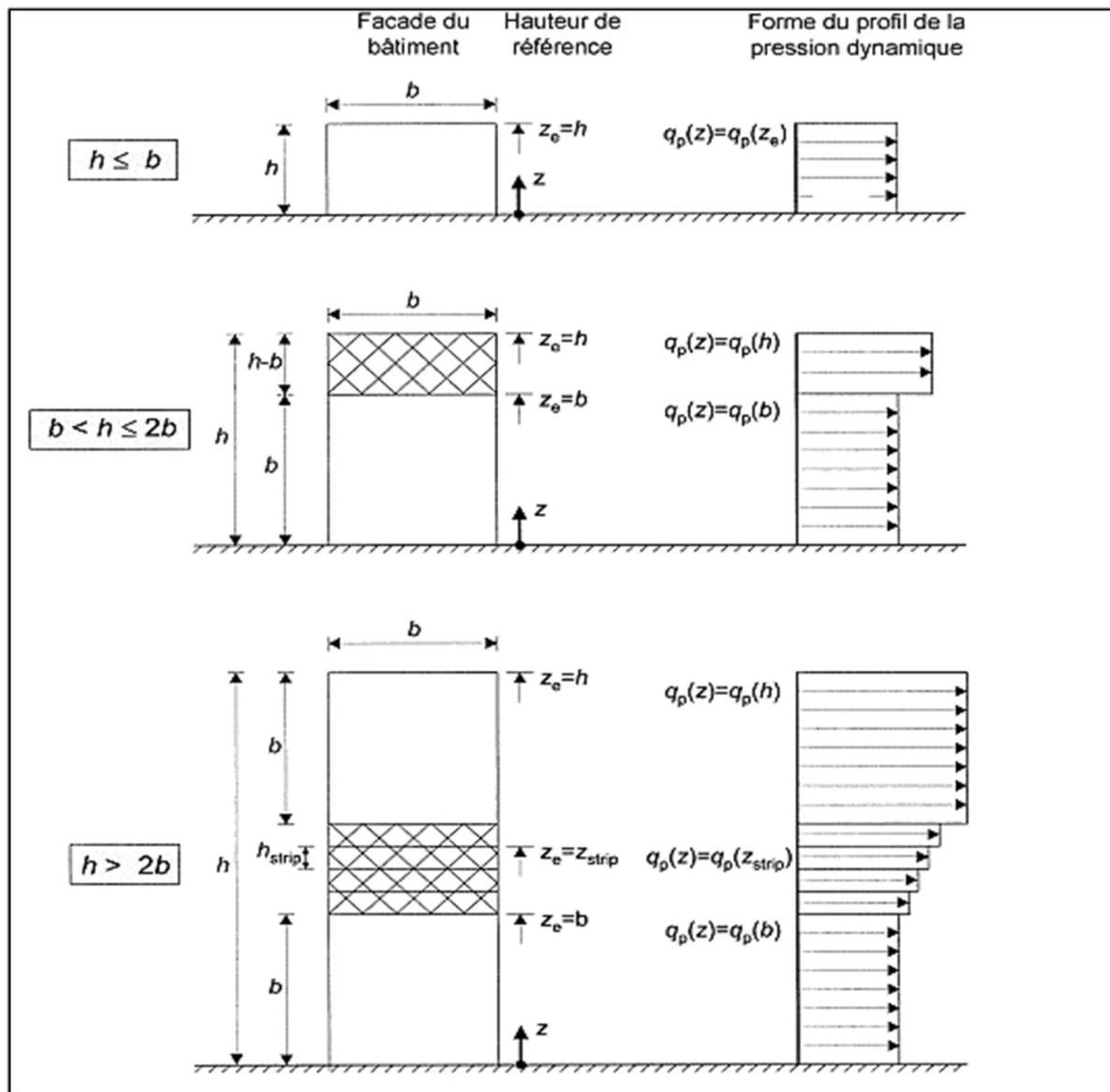


Figure II.2 : Hauteur de référence z_e et le profil correspondant de la pression dynamique (RNV 2013).

Coefficient d'exposition $c_e(z)$: (RNV 2013)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur z au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)]$$

Avec :

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

I_v : l'intensité de la turbulence.

- **Coefficient de rugosité** : (RNV 2013)

Le coefficient de rugosité c_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. La rugosité du sol engendre des frottements qui ralentissent le vent à basse altitude. Il est défini par la loi suivante : (RNV 2013 §2.4.4)

$$Cr(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max}=200\text{m}$$

Avec :

K_t : facteur du terrain.

z_0 : longueur de rugosité (en m).

$Z_{\min}$: hauteur minimale (en m).

Z : hauteur considérée (en m).

Tableau II.4 : Paramètres de la catégorie de terrain II.

Catégorie de terrain	K_t	z_0 (m)	$Z_{\min}$ (m)
II	0.190	0.05	2

$$Cr(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max}=200\text{m} \quad \{Z=7,20\text{m}\}$$

$$Cr(z) = 0,190 \times \ln\left(\frac{7,20}{0,05}\right) = 0,94426$$

- **Intensité de turbulence** : (RNV 2013)

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

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour} \quad Z > Z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour} \quad Z \leq Z_{\min}$$

Ou :

C_t : coefficient de topographie

z_0 : longueur de rugosité (en m).

$Z_{\min}$: hauteur minimale (en m).

Z : hauteur considérée (en m).

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min} \quad \{Z_{\min} = 2\text{m} ; Z = 7,20\text{m}\}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{7,2}{0,05}\right)} = 0,2012$$

$C_e(z)$: coefficient d'exposition au vent :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)]$$

$$C_e(z) = 1^2 \times 0,94426^2 \times [1 + 7 \times 0,2012] = 2,1474$$

$q_p(z)$: pression dynamique de pointe :

$$q_p(Z) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z)$$

$$q_p(Z) = 37,5 \times 2,1474 = 80,5275 \text{ daN/m}^2$$

II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} : (RNV 2013)

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 m^2 et 10 m^2 auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$

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

$C_e = C_{e,1}$	pour : $S \leq 1 \text{ m}^2$
$C_e = C_{e,1} + (C_{e,10} - C_{e,1}) \log_{10}(S)$	pour : $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
$C_e = C_{e,10}$	pour : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Où : S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée. (RNVA 2013).

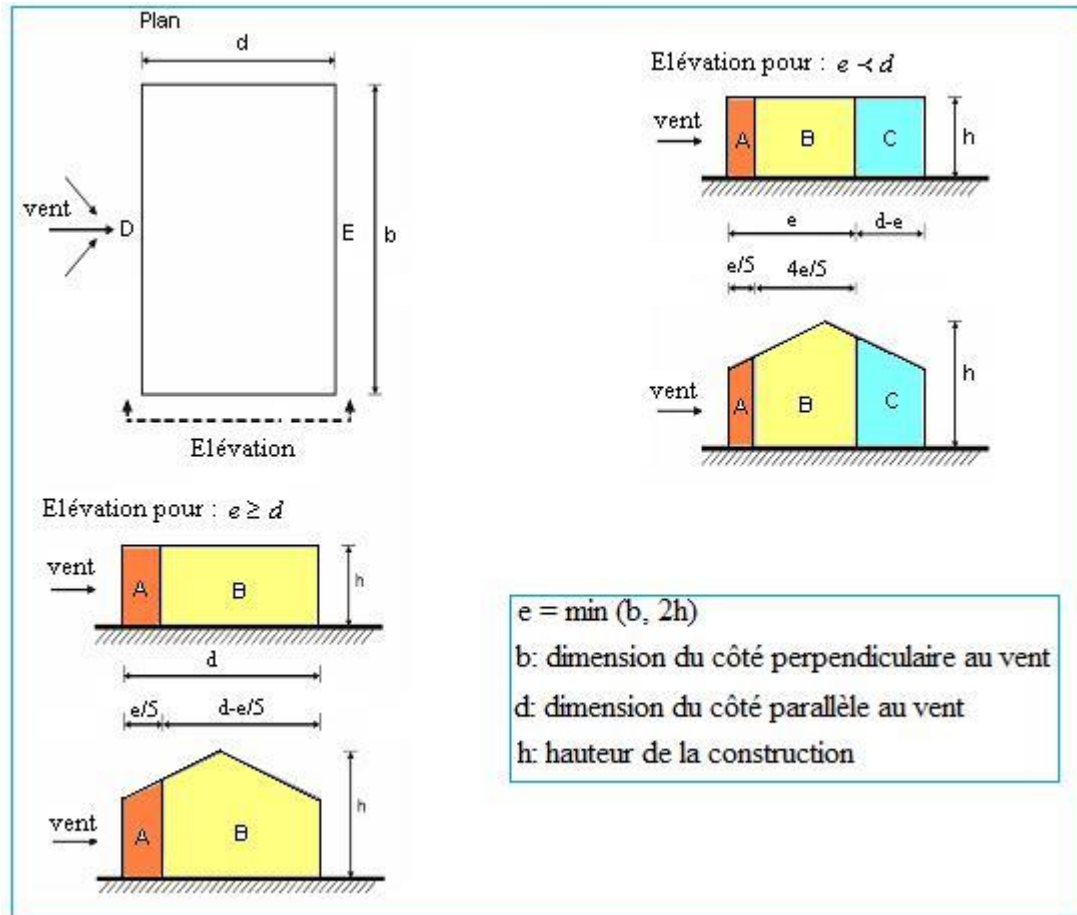


Figure II.4 : légende pour les parois verticales

On a : $e > d = 12.6\text{m} \Rightarrow$ deux zones A et B

Zone A : $e/5 = 2,88\text{m}$

Zone B : $d - (e/5) = 9.72\text{m}$

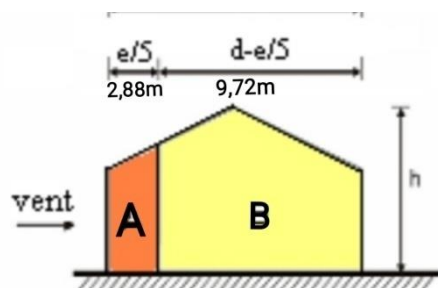


Figure II.5 : dimensions des zone A et B

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.5 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2).

Zone	A	B	D	E
Surface (m^2)	18.072	65.091	177,6	177,6

Les surfaces des zones de pression **A, B, D** et **E** sont supérieures à 10m^2 ($S \geq 10\text{m}^2$).
Donc : **$C_{pe} = C_{pe10}$** pour chaque zone.

Tableau II.6: Coefficients de pressions extérieures (parois verticales)

A		B		D		E	
$C_{e.10}$	$C_{e.1}$	$C_{e.1}$	$C_{e.1}$	$C_{e.10}$	$C_{e.1}$	$C_{e.1}$	$C_{e.1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	1.0	-0.3	-0.3

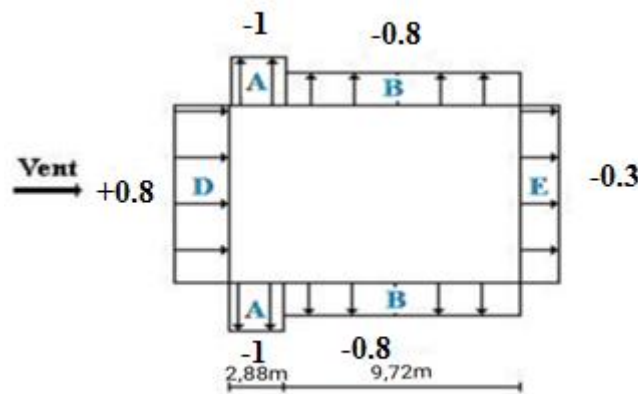


Figure II.6 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales

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

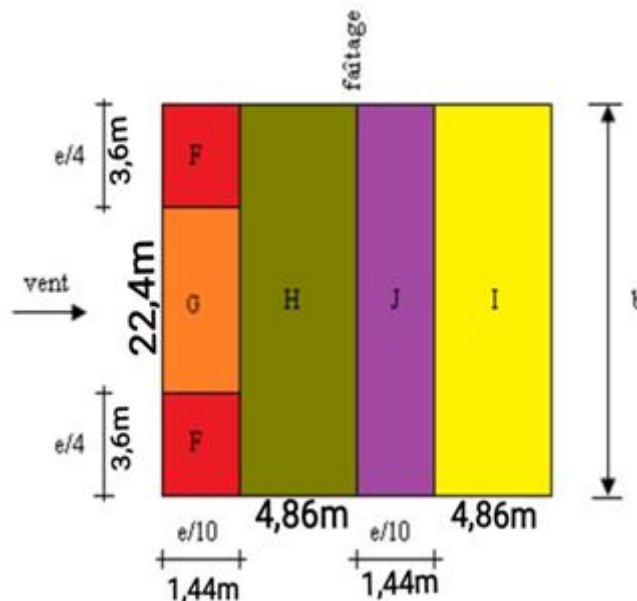


Figure II.7 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1.

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.7 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m ²)	5,184	32,256	143,865	143,856	42,624

On remarque que :

- La surface de la zone de pression **F** de la toiture est entre 1m² et 10m² (1m² < S_(F) < 10m²) donc : **C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) × log₁₀(S)** pour cette zone.
- Et les surfaces des zones de pression **G**, **H** et **I** sont supérieures à 10m² (S ≥ 10m²).

Donc : **C_{pe} = C_{pe10}** 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 α₀=5° et α₁=15° tirées du tableau (RNVA2013).

Formule d'interpolation : **$F(x) = F(x_0) + \frac{F(x_1) - F(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$**

Tableau II.8 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

Pente	Zone pour vent de direction = 0°									
	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}
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.6		-0.6	
									+0.2	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

On a : **α₀=5° < α=10,78° < α₁=15°**

Interpolation linéaire :

On a : α₀=5° et α₁=15° et α=10,78°

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

$$C_{pe,1}(\alpha) = C_{pe,1}(\alpha_0) + \frac{C_{pe,1}(\alpha_1) - C_{pe,1}(\alpha_0)}{\alpha_1 - \alpha_0} \times (\alpha - \alpha_0)$$

$$C_{pe,10}(\alpha) = C_{pe,10}(\alpha_0) + \frac{C_{pe,10}(\alpha_1) - C_{pe,10}(\alpha_0)}{\alpha_1 - \alpha_0} \times (\alpha - \alpha_0)$$

Les résultants de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ pour l'angle $\alpha=10,78^\circ$ sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau II.9 : Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ pour l'angle $\alpha=10,78^\circ$

Pente	Zone pour vent de direction = 0°									
	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}
α ₀ =5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.6	-0.6		
								+0.2		
α ₁ =15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4	-1.0	-1.5	
	+0.2		+0.2		+0.2					
α =10,78°	-1,2376	-2,211	-0,9688	-1,711	-0,4266	-0,6798	-0,4844	-0,8312	-1,1202	

Interpolation logarithmique :

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S)$$

$$C_{pe}(F) = -2,211 + (-1,2376 - (-2,211)) \times \log_{10}(5,184) = -1,515$$

Tableau II.10 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

Pente	F	G	H	I	J
	C_{pe}				
$\alpha=10,78^\circ$	-1,515	-0,9688	-0,4266	-0,4844	-0,8312

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

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

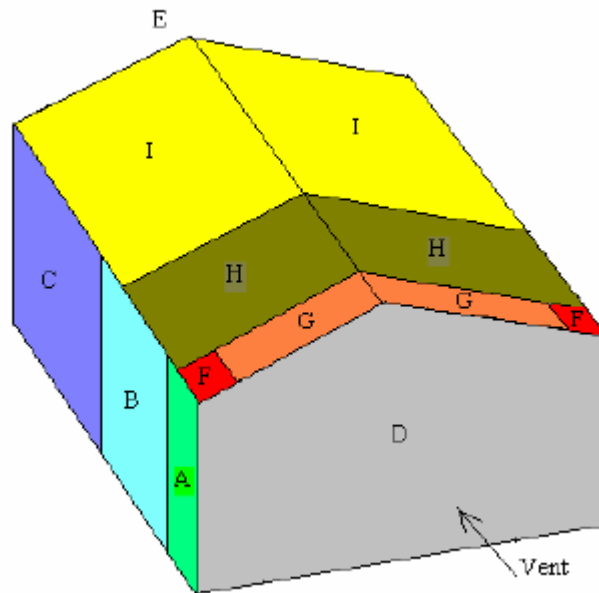


Figure II.18 : direction du vent perpendiculaire au pignon (sens V2)

Pour cette direction du vent :

$$\theta = 90^\circ$$

$$d = 29,6m ; b = 12,6m ; h = 7,2m ; e = 12,6m$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(12,6m ; 14,4m)$$

On a $e < d$

- Dimensionner les zones :

Elévation pour : $e < d$

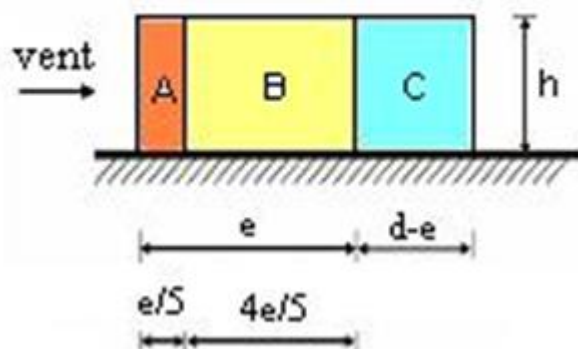


Figure II.9 : dimensions des zone A,B et C

Zone A : $(e / 5) = 12,6 / 5 = 2,52\text{m}$
Zone B : $(4e / 5) = 4 \times 2,52 = 10,08\text{m}$
Zone C : $(d - e) = 29,6 - 12,6 = 17\text{m}$

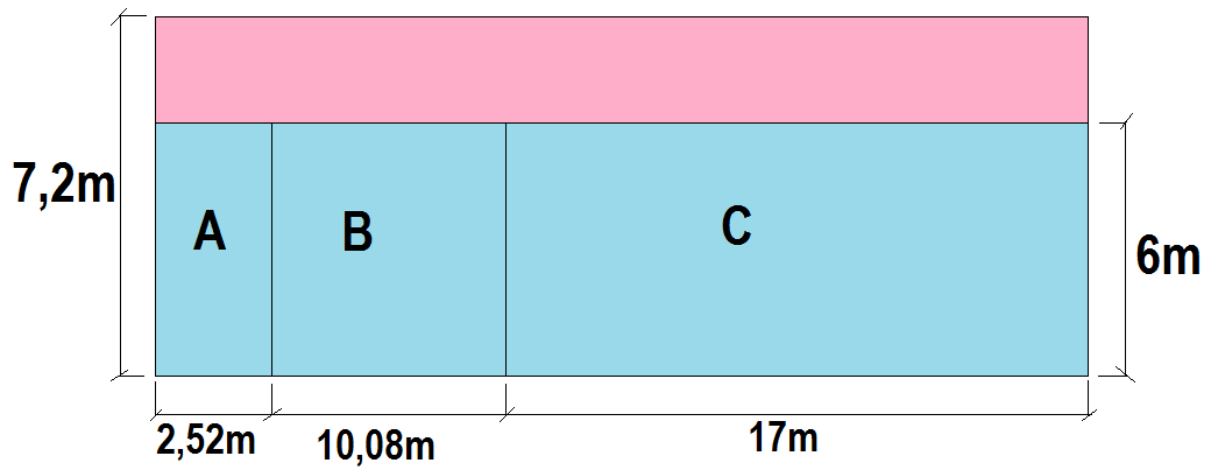


Figure II.10 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.11 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2).

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	15,12	60,48	102	83,16	83,16

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

Donc : $C_e = C_{e,10}$

Tableau II.12 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V2

A		B		C		D		E	
$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,1}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,1}$	$C_{e,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

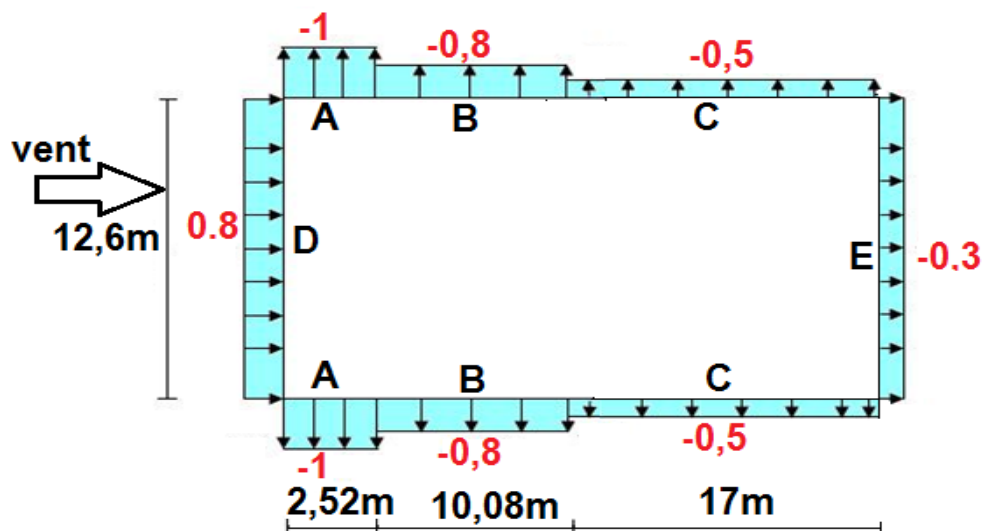


Figure II.11 : Les valeurs de Cpe qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V2.

b) Calcul de Cpe pour la toiture : $\frac{e}{4}=3.15$

- Dimensionner les zones :

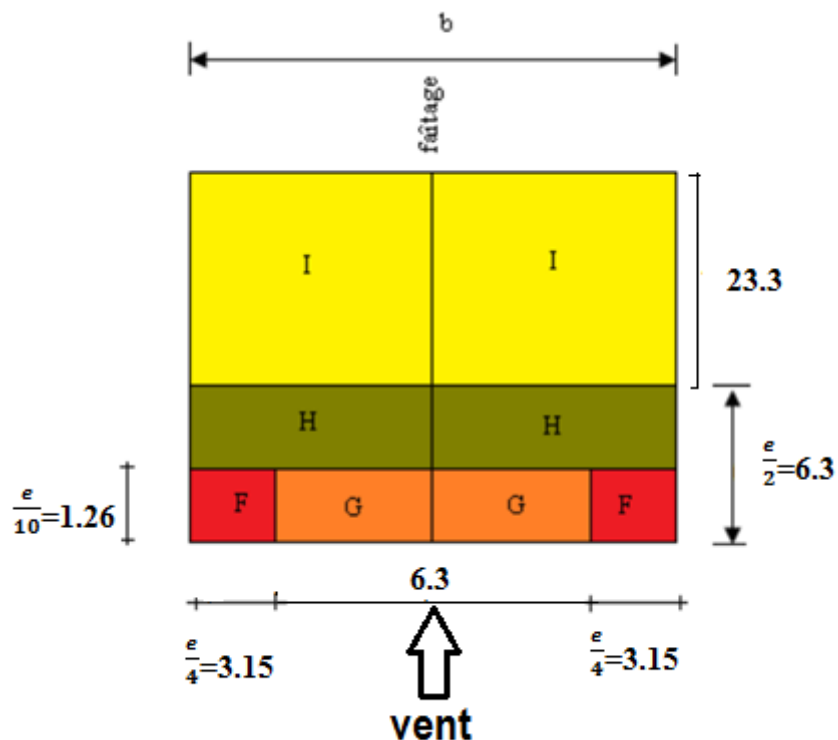


Figure II.12 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V2

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.13 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	3,969	3,969	31,752	146,79

On remarque que :

- Les surfaces des zones de pression **F** et **G** de la toiture sont entre 1m^2 et 10m^2 ($1\text{m}^2 < S_{\text{(FetG)}} < 10\text{m}^2$) donc : $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S)$ 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 : $C_{pe} = C_{pe10}$ 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 $\alpha_0=5^\circ$ et $\alpha_1=15^\circ$ tirées du tableau (RNVA2013).

Tableau II.14 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m2).

Pente	Zone pour vent de direction = 90°							
	F		G		H		I	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2	-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	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1	-0,5	

On a : $\alpha_0=5^\circ < \alpha=10,78^\circ < \alpha_1=15^\circ$

Interpolation linéaire :

On a : $\alpha_0=5^\circ$ et $\alpha_1=15^\circ$ et $\alpha=10,78^\circ$

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

$$C_{pe,1}(\alpha) = C_{pe,1}(\alpha_0) + \frac{C_{pe,1}(\alpha_1) - C_{pe,1}(\alpha_0)}{\alpha_1 - \alpha_0} \times (\alpha - \alpha_0)$$

$$C_{pe,10}(\alpha) = C_{pe,10}(\alpha_0) + \frac{C_{pe,10}(\alpha_1) - C_{pe,10}(\alpha_0)}{\alpha_1 - \alpha_0} \times (\alpha - \alpha_0)$$

Les résultants de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ pour l'angle $\alpha=10,78^\circ$ sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau II.15 : Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ pour l'angle $\alpha=10,78^\circ$

Pente	Zone pour vent de direction = 90°							
	F		G		H		I	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2	-1,3	-2	-0,6	-1,2	-0,5	
$10,78^\circ$	-1,4266	-2,0844	-1,3	-2	-0,6422	-1,2	-0,5422	

Interpolation logarithmique :

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S)$$

$$C_{pe}(F) = -2,0844 + (-1,4266 - (-2,0844)) \times \log_{10}(3,969) = -1,6143$$

$$C_{pe}(G) = -2 + (-1,3 - (-2)) \times \log_{10}(3,969) = -1,5809$$

Tableau II.16 : Les valeurs de Cpe qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V2

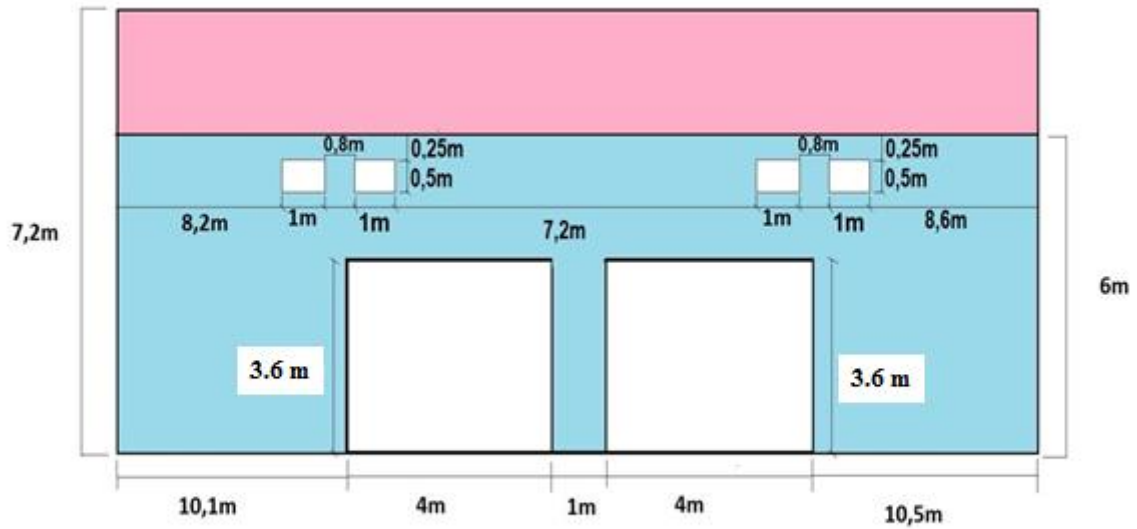
Pente	F	G	H	I
	C _{pe}			
$\alpha = 10,78^\circ$	-1,6143	-1,5809	-0,6422	-0,5422

II.1.3.3 Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi : (RNV 2013)

Le coefficient de pression intérieure dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures (ouvertures permanentes ou a considérer comme pouvant rester ouvertes en exploitation par grand vent) dans l'enveloppe du bâtiment.

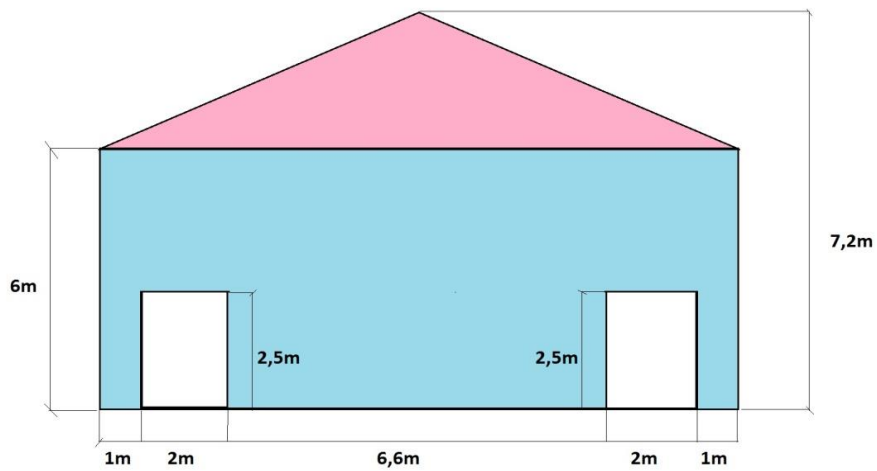
Si, sur au moins 2 faces, l'aire totale des ouvertures sur chaque face représentée au moins 30% de l'aire de cette face, le bâtiment est considérée comme une toiture isolée.

Si l'aire des ouvertures dans une face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces, cette face est dite « dominante », et la valeur du coefficient de pression intérieure C_{pi} est proportionnelle à celle du coefficient de pression extérieure au niveau de ces ouvertures.



Long pan

Figure II.13 : disposition des ouvertures du long pan



Pignon

Figure II.14 : disposition des ouvertures du pignon

A_1 : est la surface des ouvertures au long pan.

A_2 : est la surface des ouvertures de l'autre face (dans notre cas les autres ouvertures sont dans le pignon).

$$A_1 = 2 \times (3,6 \times 4) + 4 \times (1 \times 0,5) = 30,8 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2 \times (2,5 \times 2) = 10 \text{ m}^2$$

$$(A_1 = 30,8 \text{ m}^2) > (2A_2 = 20 \text{ m}^2) \Rightarrow \text{le long pan est la face dominante (zone D).}$$

$$(A_1 = 30,8 \text{ m}^2) > (3A_2 = 30 \text{ m}^2)$$

II.1.3.3.1 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1) :

Tableau II.17 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} pour un bâtiment ayant une face dominante.

Aire des ouvertures de la face dominante = A_1	C_{pi}
$A_1 = 2 A_2$	$0,75 C_{pe}$
$A_1 \geq 3 A_2$	$0,90 C_{pe}$

A_2 : Aire des ouvertures dans les autres faces du bâtiment.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure de la face dominante.

$$C_{pe}(\text{face dominante}) = C_{pe}(\text{zone D}) = +0,8$$

$$C_{pi} = 0,9 C_{pe} = 0,9 \times 0,8 = +0,72$$



Calcul de la pression aérodynamique du vent :

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

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

a) Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.18 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Zone	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe} - C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m ²)
A	80,5275	-1	+0,72	-1,72	-138,5073
B	80,5275	-0,8	+0,72	-1,52	-122,4018
D	80,5275	+0,8	+0,72	+0,08	+6,4422
E	80,5275	-0,3	+0,72	-1,02	-82,13805

Les valeurs de $W(z)$ (daN/m²) sont représentées dans la figure suivante :

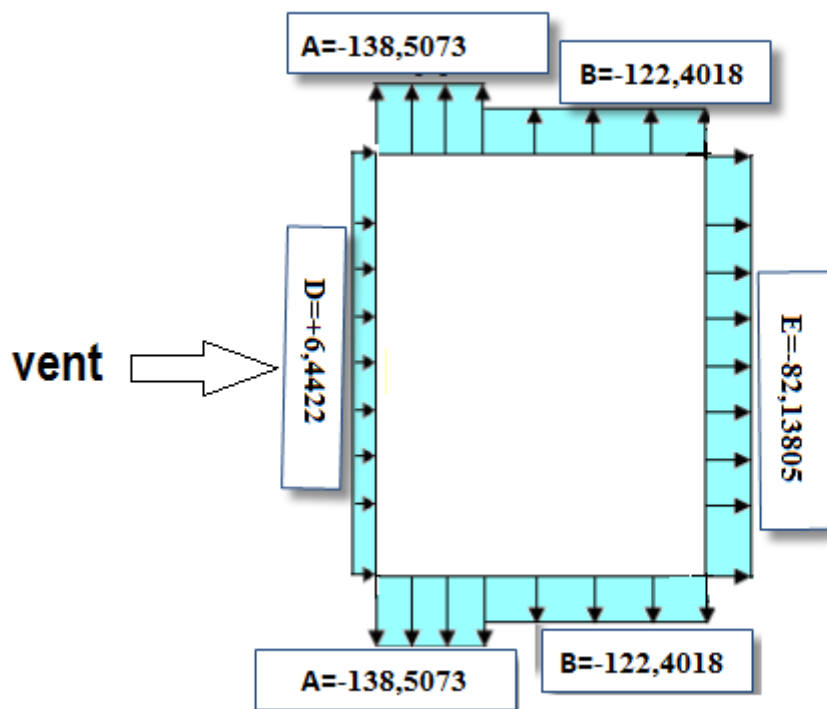


Figure II.15 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

b) Versant de toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Zone	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m ²)
F	80.5275	-1,515	+0,72	-2,235	-179,9789
G	80.5275	-0,9688	+0,72	-1,6888	-135,9948
H	80.5275	-0,4266	+0,72	-1,1466	-92,3328
I	80.5275	-0,4844	+0,72	-1,2044	-96,9873
J	80.5275	-0,8312	+0,72	-1,5512	-124,9142

Les valeurs de $W(z)$ (daN/m²) sont représentées dans la figure suivante :

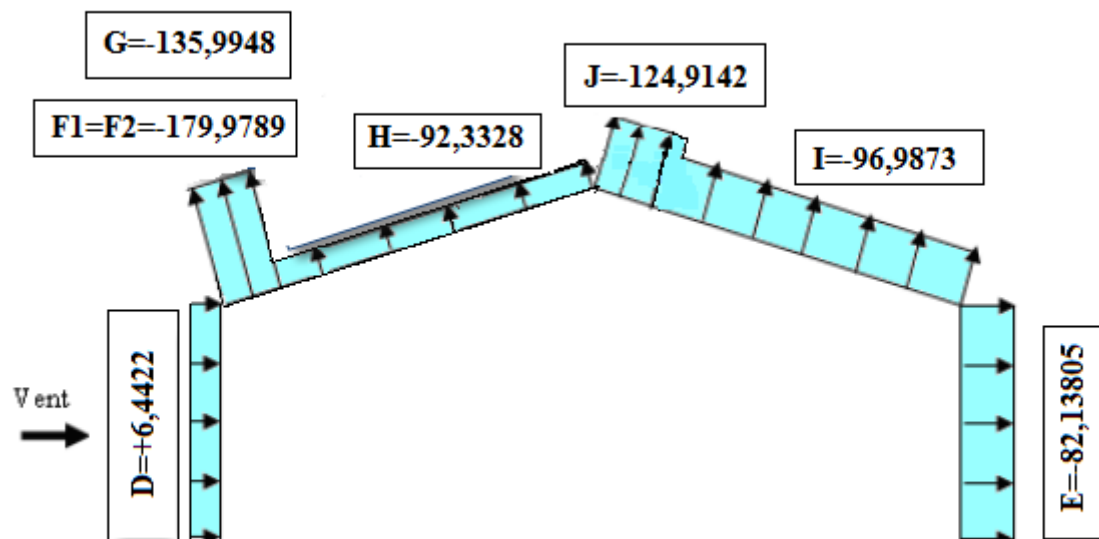


Figure II.16 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

II.1.3.3.2 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

Tableau II.20 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} pour un bâtiment ayant une face dominante.

Aire des ouvertures de la face dominante = A_1	C_{pi}
$A_1 = 2 A_2$	$0.75 C_{pe}$
$A_1 \geq 3 A_2$	$0.90 C_{pe}$

A_2 : Aire des ouvertures dans les autres faces du bâtiment.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure de la face dominante.

$$C_{pe}(\text{face dominante}) = C_{pe}(\text{moyen}) = \frac{C_{peA} \times S_A + C_{peB} \times S_B + C_{peC} \times S_C}{S_A + S_B + S_C}$$

$$C_{pe}(\text{moyen}) = \frac{(-1 \times 15,12) + (-0,8 \times 60,48) + (-0,5 \times 102)}{15,12 + 60,48 + 102} = -0,6447$$

$$C_{pi} = 0,9C_{pe} = 0,9 \times (-0,6447) = -0,5802$$



Calcul de la pression aérodynamique du vent :

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

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

a) Parois verticales

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.21 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

Zone	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe} - C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m ²)
A	80.5275	-1	-0,5802	-0,4198	-33,8054
B	80.5275	-0,8	-0,5802	-0,2198	-17,6999
C	80.5275	-0,5	-0,5802	+0,0802	+6,4583
D	80.5275	+0,8	-0,5802	+1,3802	+111,1440
E	80.5275	-0,3	-0,5802	+0,2802	+22,5638

Les valeurs de $W(z)$ (daN/m²) sont représentées dans la figure suivante :

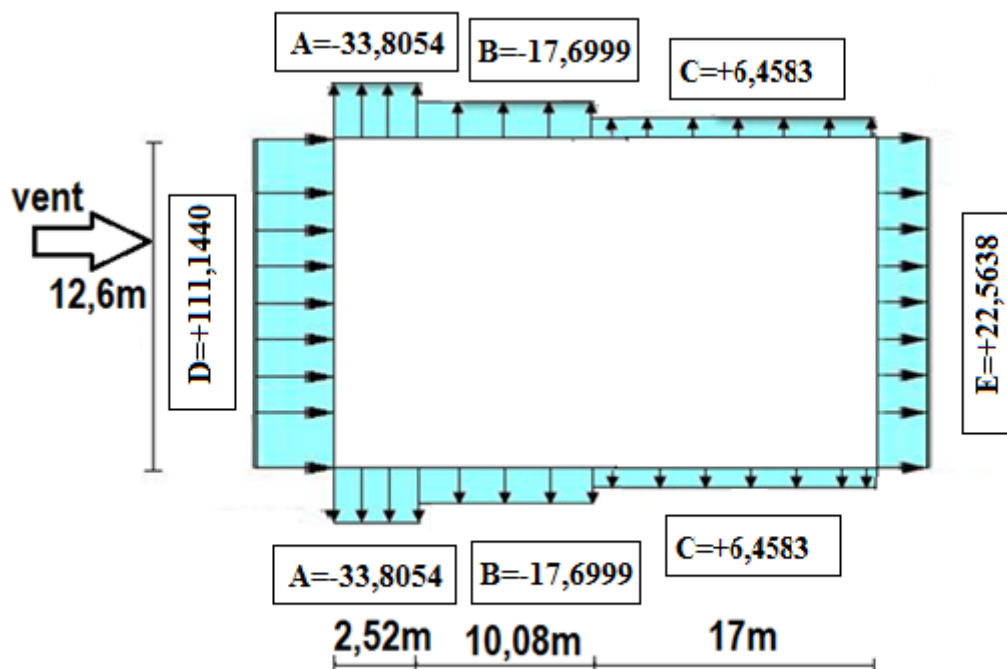


Figure II.17 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

b) Versant de toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.22 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

Zone	$q_p(z)$ (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$(C_{pe}-C_{pi})$	$W(z)$ (daN/m ²)
F	80.5275	-1,6143	-0,5802	-1,0341	-83,2734
G	80.5275	-1,5809	-0,5802	-1,0007	-80,5838
H	80.5275	-0,6422	-0,5802	-0,062	-4,9927
I	80.5275	-0,5422	-0,5802	-0,038	-3,0600

Les valeurs de $W(z)$ (daN/m²) sont représentées dans la figure suivante :

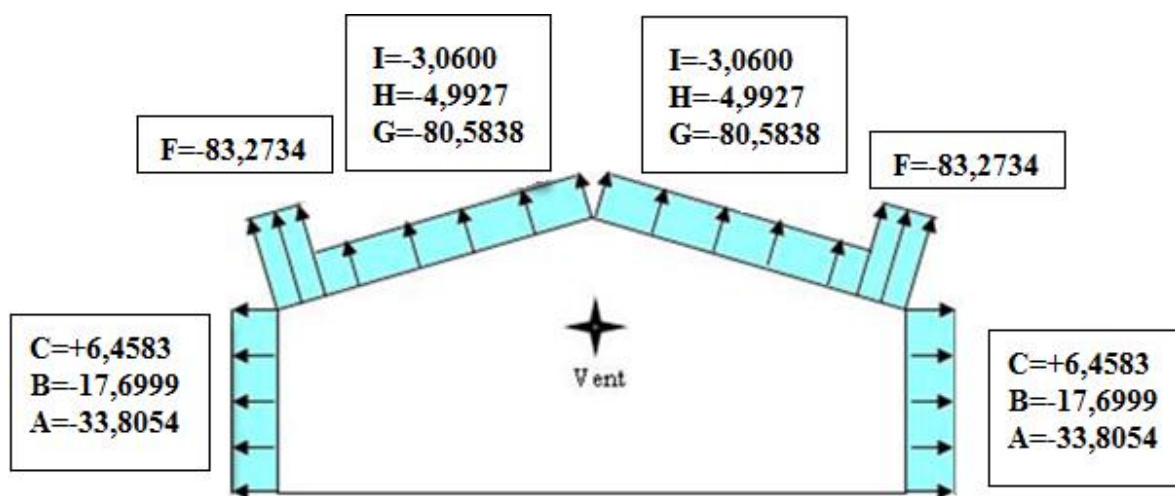


Figure II.18 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

II.2 Force de frottement : (RNV 2013)

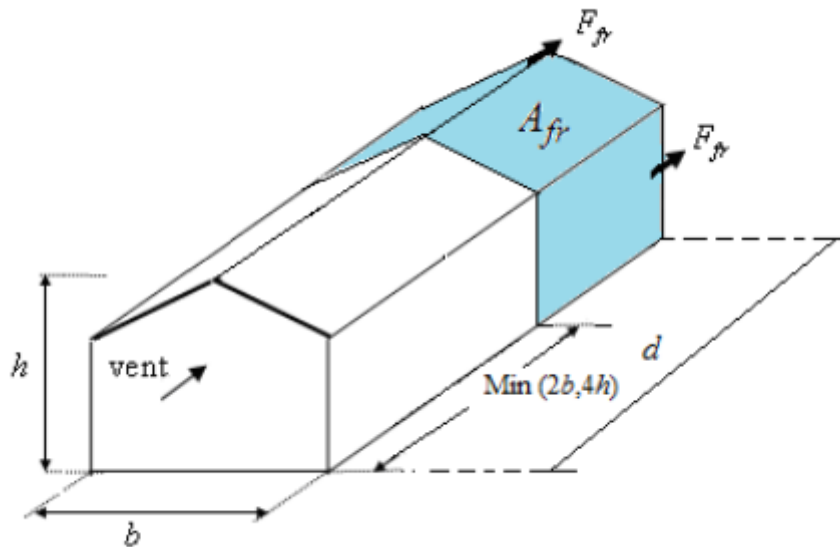


Figure II.19 : l'aire de l'élément de surface balayé par le vent

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

avec :

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

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

h hauteur (en m) de la construction.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

S_{fr} : (en m^2) l'aire de l'élément de surface considérée.

$q_p(z)$: (en daN/m^2) la pression dynamique du vent à la hauteur h considérée.

C_{fr} : le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

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

- **Vent perpendiculaire au long pan :**

On a : $d=12.6m$; $b=29.6m$; $h=7.2m$.

$$\frac{d}{b} \geq 3$$

$$\frac{12.6}{29.6} = 0.42 < 3$$

$$\frac{d}{h} \geq 3$$

$$\frac{12.6}{7.2} = 1.75 < 3$$

Les deux conditions ne sont pas satisfaites donc la force de frottement n'existe pas.

- **Vent perpendiculaire au pignon :**

On a : $d=29.6m$; $b=12.6m$; $h=7.2m$.

$$\frac{d}{b} \geq 3$$

$$\frac{29.6}{12.6} = 2.34 < 3$$

$$\frac{d}{h} \geq 3$$

$$\frac{29.6}{7.2} = 4.113$$

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

Calcul de l'air de frottement S_{fr} :

$$\text{Min}(2b, 4h) = \text{Min}(2 \times 12.6 = 25.2, 4 \times 7.2 = 28.8) = 25.2 \text{ m}$$

$$S_{fr} = \left[\left(\frac{6.3}{\cos 10.78} \times 2 \right) + (2 \times 6) \right] \times (29.6 - 25.2) = 109.24 \text{ m}^2$$

La force de frottement est :

$$F_{fr} = 80.5275 \times 0.04 \times 109.24 = 351.87 \text{ daN.}$$

II.2.1 Action d'ensemble : (RNV 2013)

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (W(z)_i \times S_i) + \sum F_{fr}$$

Avec :

$W(z)$ (en daN/m²) : pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface i

S_i (en m²) : l'aire de l'élément de surface i

F_{fr} (en daN) : les forces de frottements (d entraînement) éventuelles.

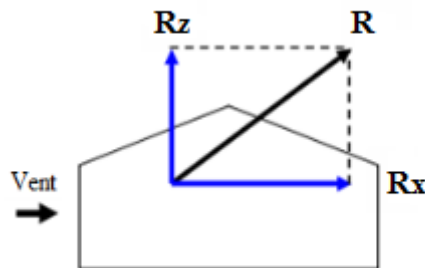


Figure II.20 : Force résultante F_w

Valeurs des forces horizontales et verticales :

A. Cas de vent perpendiculaire au long pan (V1) :

Direction du vent ($\theta = 0^\circ$) , Pente du versant : $\alpha=10.78^\circ$

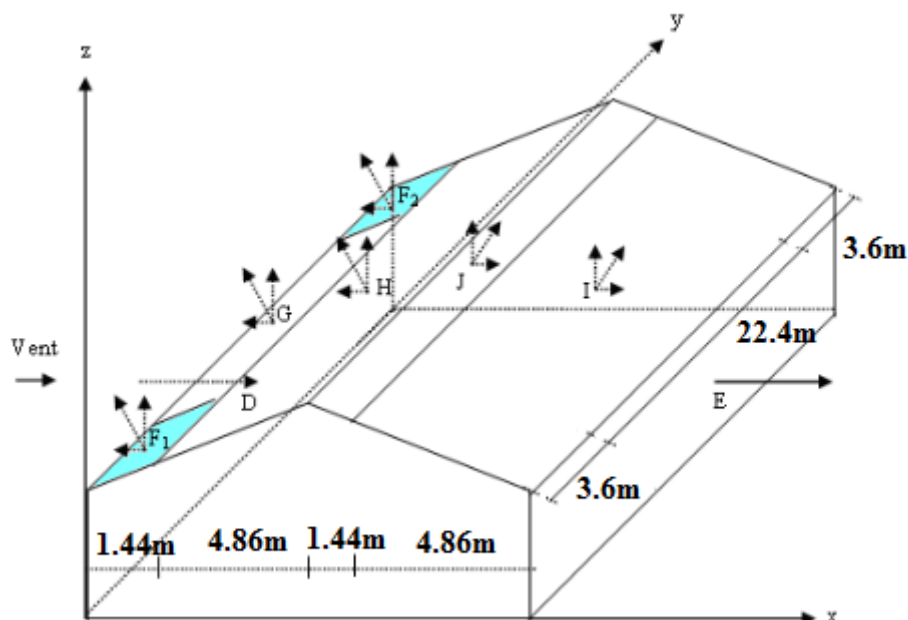


Figure II.21 : La répartition des zones de pression, sens V1

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

ZONE F₁ : $S_{F1}=1.44 \times 3.6=5.184 \text{ m}^2$

ZONE F₂ : $S_{F2}=1.44 \times 3.6=5.184 \text{ m}^2$

ZONE G : $S_G=1.44 \times 22.4=32,256 \text{ m}^2$

ZONE H : $S_H=4.86 \times 29.6=143,865 \text{ m}^2$

ZONE J : $S_J=1.44 \times 29.6=143,865 \text{ m}^2$

ZONE I : $S_I=4.86 \times 29.6=143,856 \text{ m}^2$

Tableau II.23 : valeurs Des forces horizontales et verticales (vent frappe le long pan)

zone	Composante horizontale (daN)	Composantes verticales (daN)
D	$+6,4422 \times 177.6 = 1144.14$	0
E	$-82,13805 \times 177.6 = -14587.72$	0
F1	$-179,9789 \times 5.184 \times \text{tg}10.78 = -177.63$	$-179,9789 \times 5.184 = -933.011$
F2	$-179,9789 \times 5.184 \times \text{tg}10.78 = -177.63$	$-179,9789 \times 5.184 = -933.011$
G	$-135,9948 \times 32.256 \times \text{tg}10.78 = -835.21$	$-135,9948 \times 32.256 = -4386.648$
H	$-92,3328 \times 143.856 \times \text{tg}10.78 = -2528.99$	$-92,3328 \times 143.856 = -13282.627$
I	$-96,9873 \times 42.624 \times \text{tg}10.78 = -787.10$	$-96,9873 \times 42.624 = -4133.987$
J	$-124,9142 \times 143.856 \times \text{tg}10.78 = -3421.40$	$-124,9142 \times 143.856 = -17969.657$
Total	$R_x = -21371.54$	$R_z = -41638.941$

B. Cas de vent perpendiculaire au pignon (V2) :

Direction du vent ($\theta = 90^\circ$)

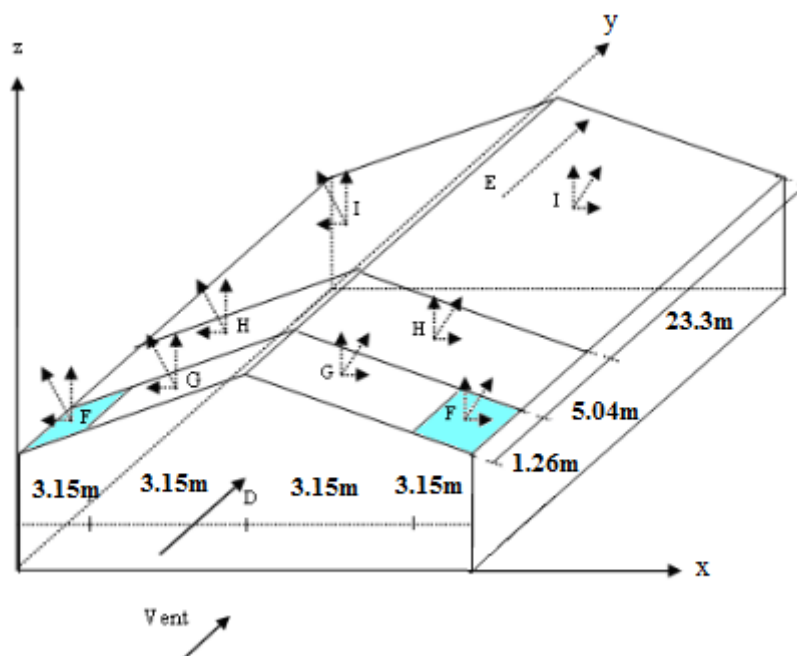


Figure II.22 : La répartition des zones de pression, sens V2

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

ZONE F₁ : $S_{F1} = 3.15 \times 1.26 = 3.969 \text{ m}^2$

ZONE F₂ : $S_{F1} = 3.15 \times 1.26 = 3.97 \text{ m}^2$

ZONE G : $S_G = 3.15 \times 1.26 \times 2 = 7.938 \text{ m}^2$

ZONE H : $S_H = 6.3 \times 5.04 \times 2 = 63.504 \text{ m}^2$

ZONE I : $S_I = 6.3 \times 23.3 \times 2 = 293.58 \text{ m}^2$

Tableau II.24 : valeurs Des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon)

zone	Composante horizontale (daN)	Composantes verticales (daN)
D	$+111,1440 \times 83.16 = 9242.735 \uparrow$	0
E	$+22,5638 \times 83.16 = 1876.406 \uparrow$	0
F1	0	$-83,2734 \times 3.969 \cos 10.78 = -324.679 \downarrow$
F2	0	$-83,2734 \times 3.969 \cos 10.78 = -324.679 \downarrow$
G	0	$-80,5838 \times 7.938 \cos 10.78 = -628.386 \downarrow$
H	0	$-4,9927 \times 63.504 \cos 10.78 = -311.461 \downarrow$
I	0	$-3,0600 \times 293.58 \cos 10.78 = -882.501 \downarrow$
F _{fr}	351.87	
Total	$R_y = 11471.01$	$R_z = -2471.706$

II.2.2 Calcul de stabilité d'ensemble :

A. Stabilité transversal (grande face au vent) :

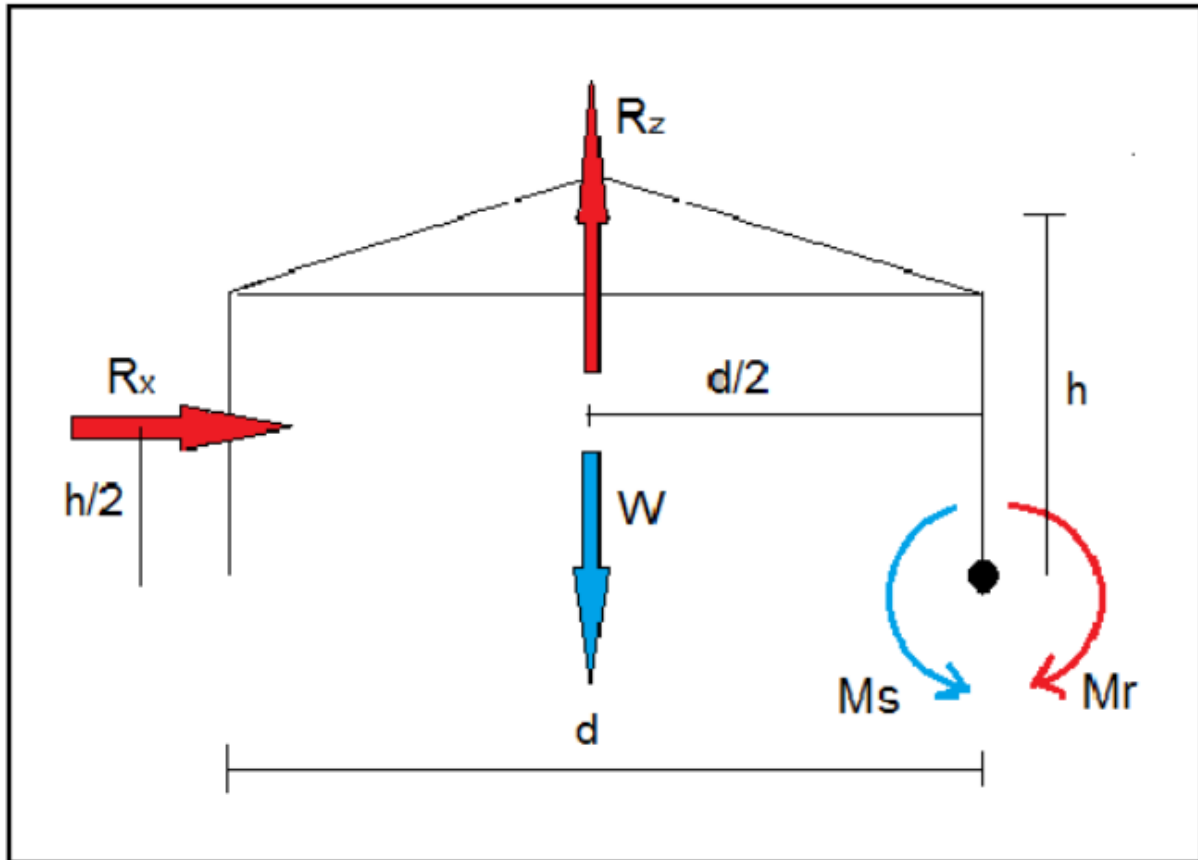


Figure II.23 : représentation des charges provoquant un moment de renversement au long pan

✚ Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R_x \times \frac{h}{2} + R_z \times \frac{d}{2}$$

$$M_r = 13492.651 \times \frac{6}{2} + 41638.941 \times \frac{12.6}{2}$$

$$M_r = 302803.28 \text{ daN/m}$$

✚ 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 = 50 daN/m²).

$$w = 50 \times S_{\text{sol}}$$

$$w = 50 \times 12.6 \times 29.6$$

$$w = 18648 \text{ daN}$$

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

$$M_s = 18648 \times \frac{12.6}{2}$$

$$M_s = 117482.4 \text{ daN.m}$$

$M_s = 117482.4 \text{ daN.m} < M_r = 302803.28 \text{ daN /m} \dots \dots$ la stabilité transversale n'est pas vérifiée
Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$M_s = W \times \frac{b}{2} \geq M_r = 302803.28 \text{ daN /m}$$

D'où :

$$W \geq \frac{M_r}{\frac{b}{2}} = \frac{302803.28}{6.3} = 48064.01 \text{ daN}$$

Le poids propre du bâtiment $W = 48064.01 \times 12.6 \times 29.6 = 17925954.18 \text{ daN}$

$$M_s = W \times \frac{b}{2} = 17925954.18 \times \frac{12.6}{2} = 112933511.3$$

$$M_r = 302803.28 \ll M_s = 112933511.3$$

Conclusion : $M_r \ll M_s$: la stabilité transversale est vérifiée

B. Stabilité longitudinale : petite face au vent

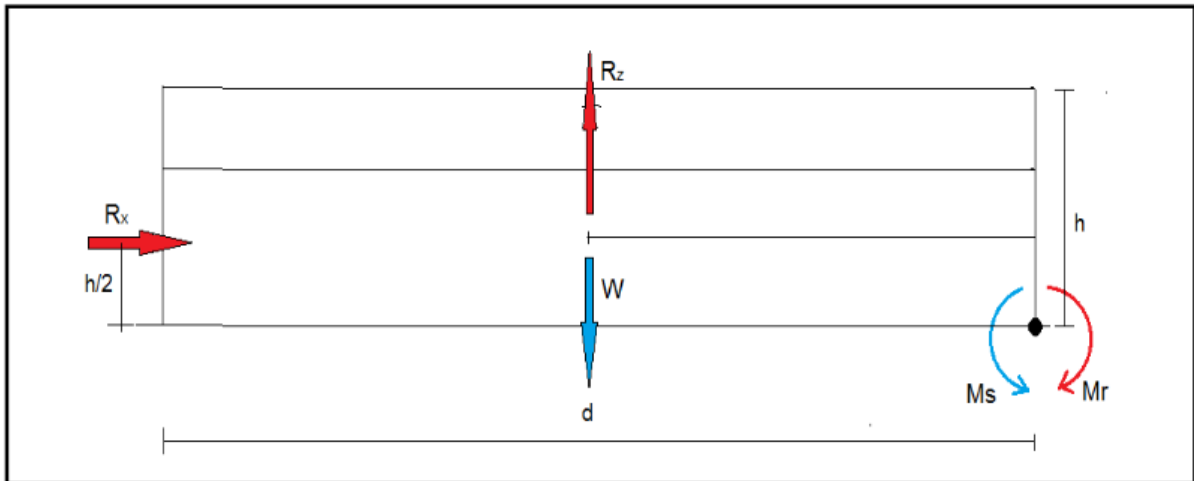


Figure II.24 : représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

✚ Calcul du moment de renversement

$$M_r = R_y \times \frac{h}{2} + R_z \times \frac{d}{2}$$

$$M_r = 11471.01 \times \frac{6}{2} + 2471.706 \times \frac{29.6}{2}$$

$$M_r = 70994.28 \text{ daN.m}$$

✚ Calcul du moment stabilisant :

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

Avec :

w : poids total de la surface du hangar ($w = 50 \text{ daN/m}^2$).

$$w = 50 \times S_{\text{sol}}$$

$$w = 50 \times 12.6 \times 29.6$$

$$w = 18648 \text{ daN}$$

$$M_s = 18648 \times \frac{29.6}{2} = 275990.4 \text{ daN.m}$$

$$M_r = 70994.28 < M_s = 275990.4$$

Conclusion : $M_r < M_s$: la stabilité longitudinale 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 (RNVA 2013)

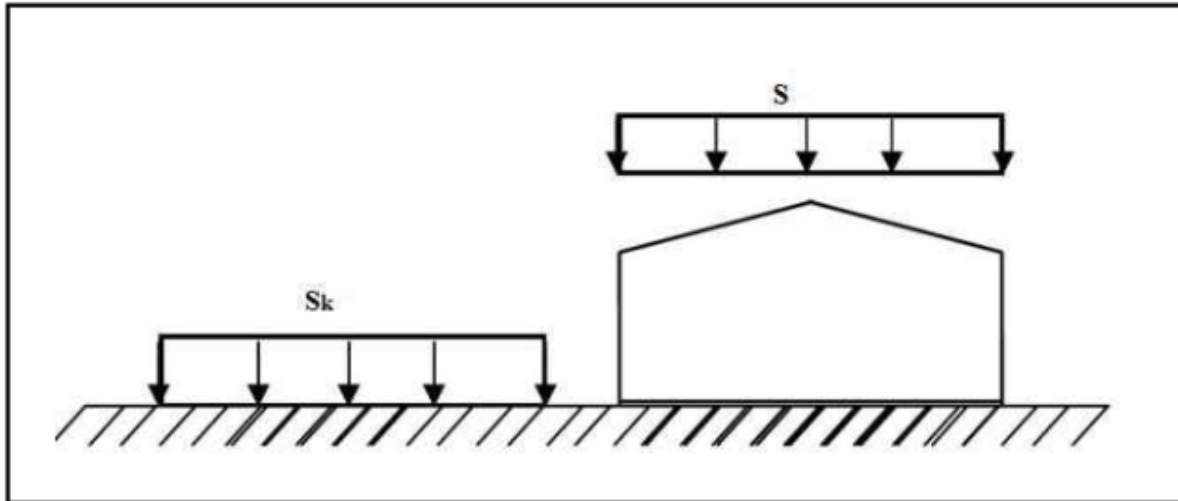


Figure II.25 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

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 à EL ESNAME wilaya de BOUIRA qui est classée en zone A selon la classification de (RNVA2013).
- L'altitude du projet est d'environ 450m.
- Donc : S_k est donnée par la formule suivante :

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

- H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : $H = 450\text{m}$

A.N :

$$S_k = \frac{0.07 \times 450 + 15}{100} = 0.465 \text{ kN/m}^2$$

Donc : $S_k = 0.465 \text{ kN/m}^2$

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 $\alpha = 10.78^\circ$;
- D'où $0 \leq \alpha = 10.78^\circ \leq 15$

Donc le coefficient de forme : $\mu=0.8$. (RNVA2013).

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 :

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

A.N :

$$S = 0.8 \times 0.465 = 0.372 \text{ kN/ m}^2.$$

$$\text{Donc : } S = 0.372 \text{ kN/ m}^2.$$

II.3.4.1 Disposition de charge sans accumulation :

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 10.78^\circ \leq 15^\circ; \mu = 0.8$$

$$S = 0.8 \times 0.465 = 0.372 \text{ kN/ m}^2 \text{ : Par projection horizontale.}$$

$$S = 0.372 \cos 10.78 = 0.365 \text{ kN/m}^2 \text{ : Suivant rampant.}$$

• La Figure II.26 montre la distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant :

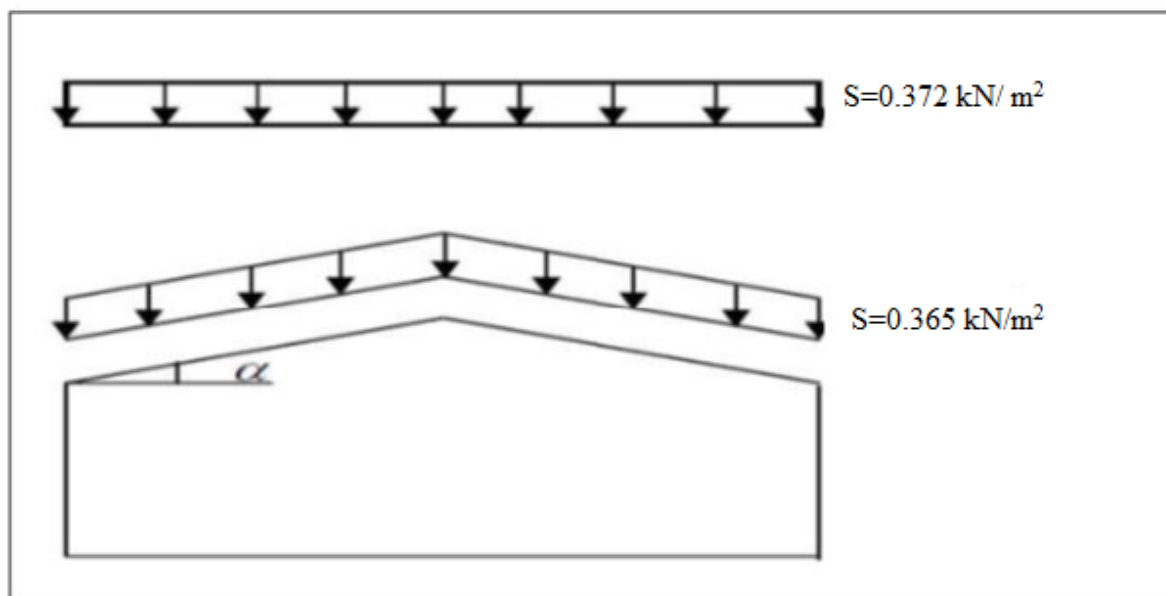


Figure II.26 : charge de neige répartie sans redistribution par le vent

II.3.4.2 Disposition de charge avec accumulation :

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 10.78^\circ \leq 15^\circ; \mu = 0.8$$

$$\blacktriangleright S = 0.8 \times 0.465 = 0.372 \text{ kN/ m}^2$$

$$\blacktriangleright 0.5 \times S = 0.5 \times 0.372 = 0.186 \text{ kN/m}^2$$

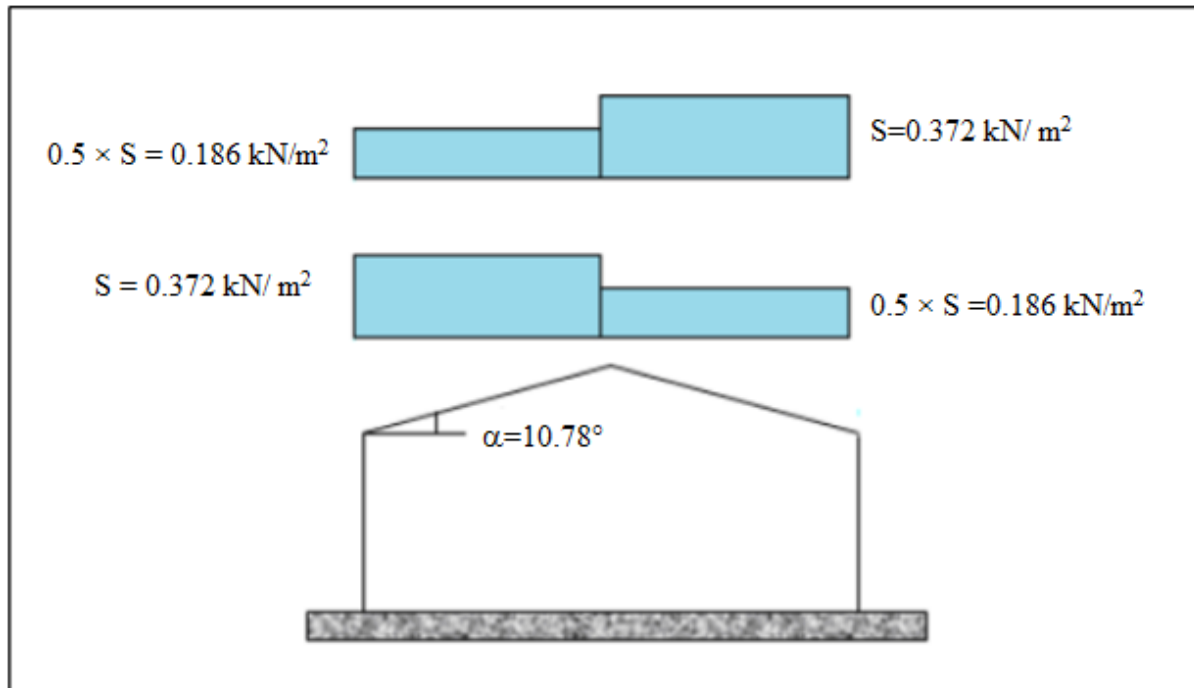


Figure II.27 : charge de neige répartie avec redistribution par le vent

Conclusion :

L'étude climatique a permis de déterminer tous les efforts agissant sur la structure (efforts du vent, et de la neige) permettant par la suite de déterminer les charge de calcul pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure.

Chapitre III : Pré- dimensionnement des éléments

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, 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 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.

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 :

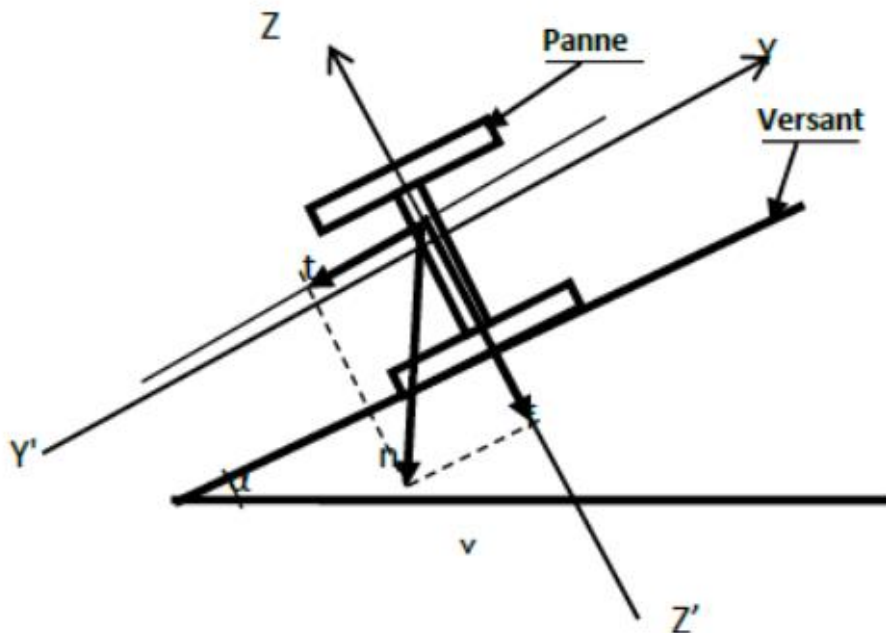


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

III.1.2 Les données :

- Espacement entre chaque panne $e = 1.2\text{m}$
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $l = 5\text{m}$.
- On dispose de 6 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha = 10.78^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12daN/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 daN/m^2
- Poids propre de la panne (estimé)..... 10.4daN/ml
- Les pannes sont en acier S275.
- $f_y = 275\text{ N/mm}^2$ (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 à 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).

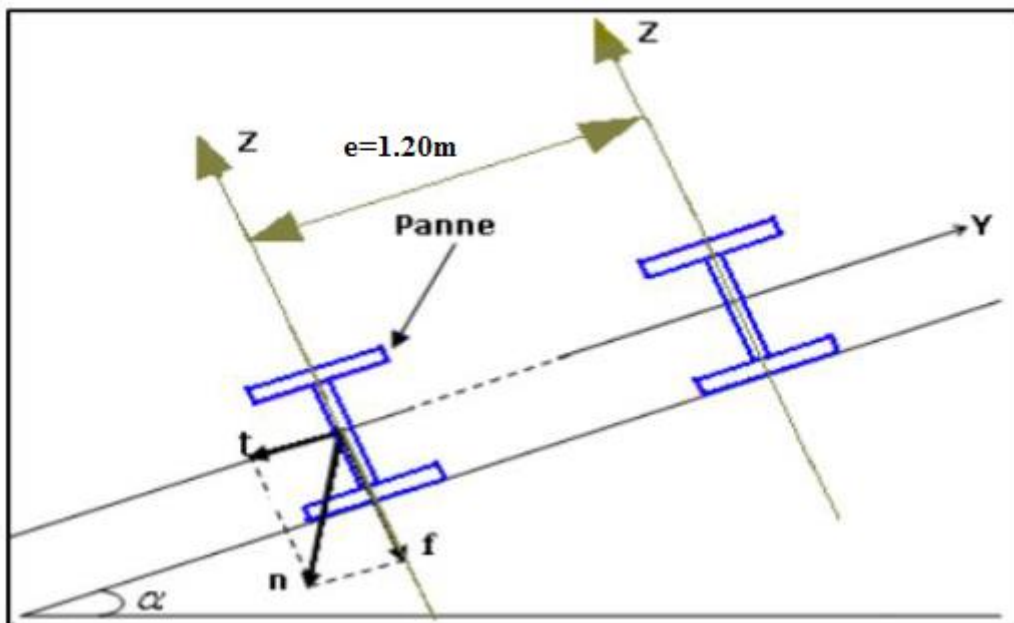


Figure III.2: Orientation des charges sur les pannes.

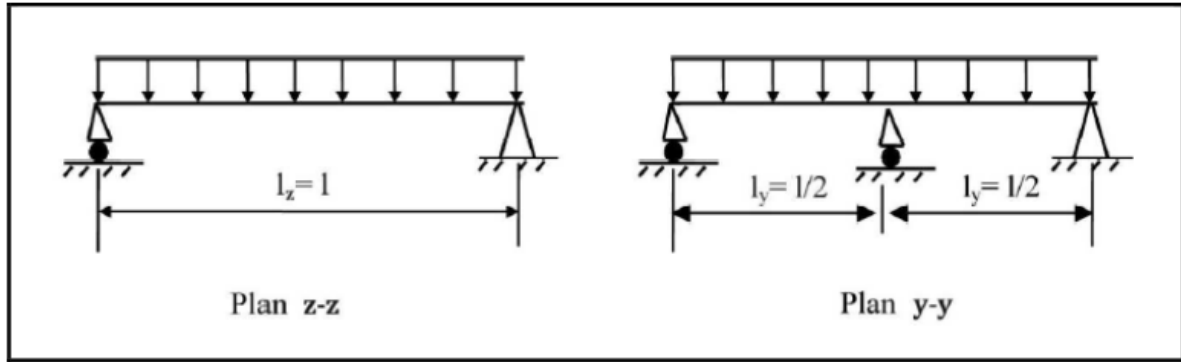


Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

III.1.4 Evaluation des charges et surcharges :

Les charges permanentes (G) :

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

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

$$G = (12 + 5) \times 1.2 + 10.4$$

$$G = 30.8 \text{ daN/ml}$$

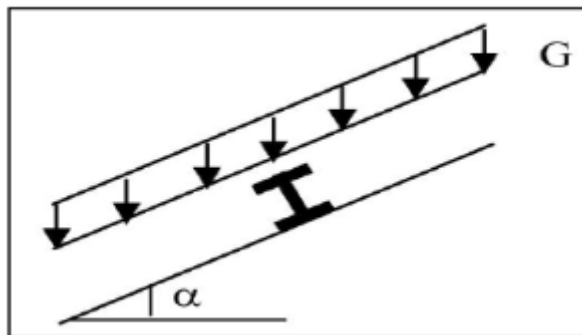


Figure III.4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

a) Surcharges d'entretien (E) :

Dans le cas des toitures inaccessibles (catégorie H), le règlement Eurocode 1 préconise une charge d'entretien $E = 0.6 \text{ kN/m}^2 = 60 \text{ daN/m}^2$ pour les toitures ayant la pente du versant : $\alpha < 30^\circ$

$$E = 60 \times 1.2 = 72 \text{ daN/ml}$$

$$E = 72 \text{ daN/ml}$$

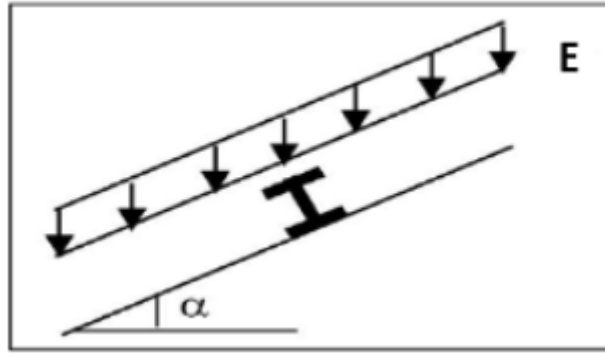


Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

b) Surcharges du vent (V) :

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

$$V = -179.9789 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{chapitre II, tableau II.17}).$$

$$V = -179.98 \times 1.2$$

$$V = -215.98 \text{ daN/ml}$$

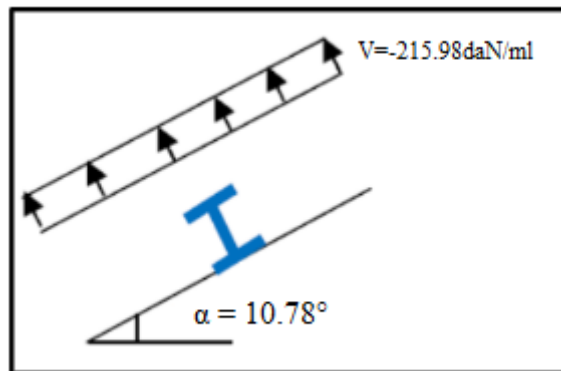


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

c) 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.

$$N = 37.2 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{chapitre II.3 étude de la neige}).$$

$$N = 37.2 \times 1.2$$

$$N = 44.64 \text{ daN/ml}$$

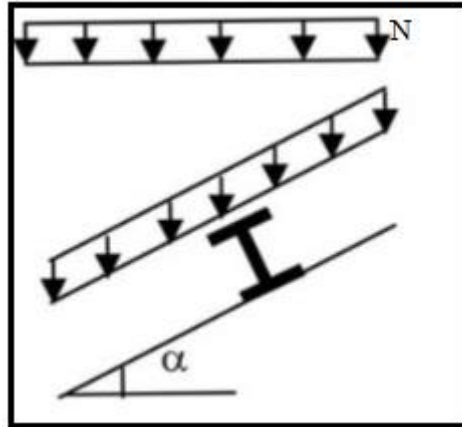


Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.

III.1.5 Combinaisons des charges les plus défavorables :

a) Action vers le bas :

$$Q_{sd,1} = 1.35G + 1.5E = 1.35 \times 30.8 + 1.5 \times 72 = 149.58 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd,2} = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 30.8 + 1.5 \times 43.66 = 108.84 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}) = \max(149.58; 108.84) = 149.58 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 149.58 \times \cos(10.78) = \mathbf{146.94 \text{ daN/ml.}}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 149.58 \times \sin(10.78) = \mathbf{27.98 \text{ daN/ml.}}$$

b) Action vers le haut :

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 30.8 \times \cos(10.78) - 1.5 \times 215.98 = - \mathbf{293.71 \text{ daN/ml.}}$$

✚ Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :

Pour la vérification à la résistance de la section on travaillera avec :

$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2})$ et cela est dû à la présence de la couverture, et à la partie supérieure de l'élément.

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}) = \max(146.94; 108.84) = 146.94 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = \mathbf{146.94 \text{ daN/ml.}}$$

$$Q_{y, sd} = \mathbf{27.98 \text{ daN/ml.}}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

✚ Pour la vérification au déversement de l'élément on calculera avec :

$$Q_z, sd = 293.71 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y, sd = 27.98 \text{ daN/ml.}$$

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

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant : IPE160

Données concernant ce profilé :

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

Profilé IPE 160	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _x	I _t	I _w
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	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

Classe de la section :

– Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r) \setminus 2}{t_f} \leq 9\epsilon \quad \text{avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(82 - 5 - 2 \times 9) \setminus 2}{7.4} = 3.98 \leq 9\epsilon = 8.28 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

– Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\epsilon = 66.24 \Rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

Donc la section est de classe 1  Domaine plastique.

a) Vérification à la résistance en section :

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 recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

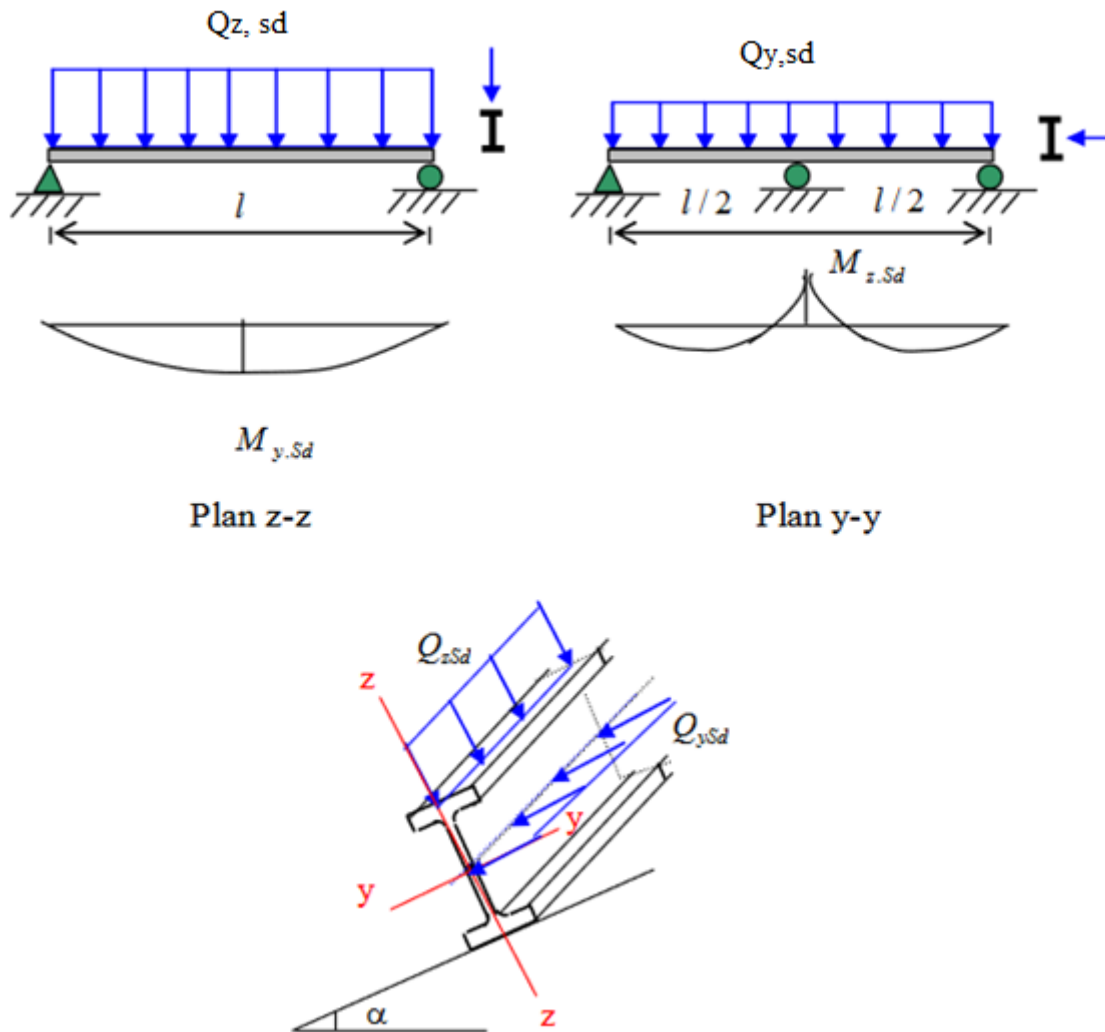


Figure III.8 : Panne de toiture en flexion.

Vérifier la formule (5-35) de l'Eurocode 03 , pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

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

Où :

- et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :
sections en I et H : $\alpha=2$ et $\beta=5n>1$; avec : $n=\frac{N}{N_{pl}}$

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

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

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

$Q_{sd} = 149.58 \text{ daN/ml}$(combinaison de charge maximale)

$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 149.58 \times \cos(10.78) = 146.94 \text{ daN/ml}$.

$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 149.58 \times \sin(10.78) = 27.98 \text{ daN/ml}$.

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd}}{8} \times l^2 = \frac{146.94}{8} \times 5^2 = 459.19 \text{ daN.ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd}}{8} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2 = \frac{27.98}{8} \times \left(\frac{5}{2}\right)^2 = 21.86 \text{ daN.ml}$$

$$M_{pl.y,Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 3100 \text{ daNm}$$

$$M_{pl.z,Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 652.5 \text{ daNm}$$

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl.y,Rd}}\right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl.z,Rd}}\right]^\beta = \left[\frac{459.19}{3100}\right]^2 + \left[\frac{21.86}{652.5}\right]^1 = 0.06 < 1 \text{ condition vérifiée}$$

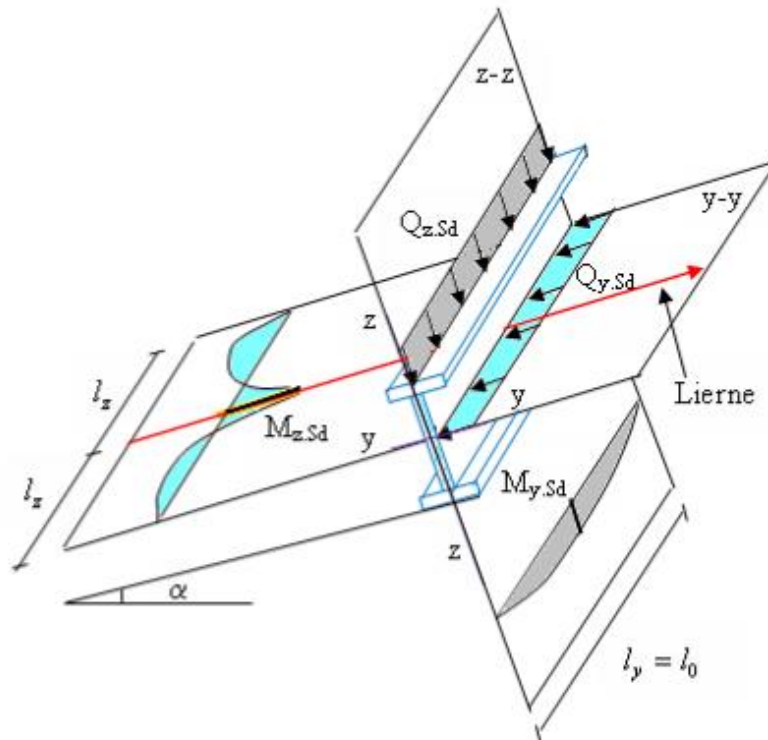


Figure III.9 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

a.2) Vérification au cisaillement :

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

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \quad ; \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

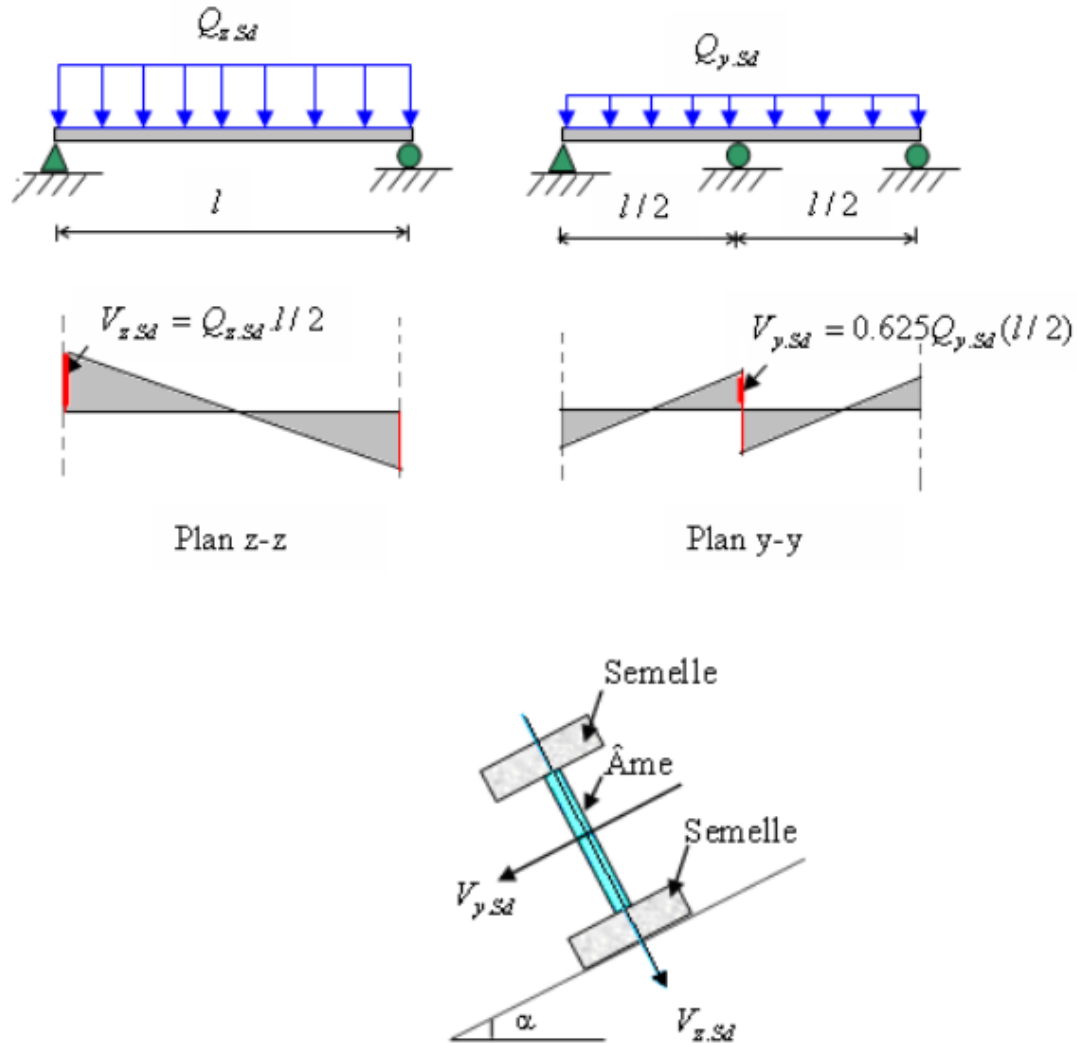


Figure III.10 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

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

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

Avec :

$V_{y,sd}$: 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.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Avz et Avy : Aire de cisaillement (profilé IPE120) en cm²

γ_{M0}: facteur de résistance en section (γ_{M0} = 1.1)

f_y: limite d'élasticité d'acier (f_y = 2750 daN/cm²)

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{146.94 \times 5}{2} = 367.35 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 27.98 \times (5/2) = 43.72 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{9.66 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 13943.01 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{12.136 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 17516.81 \text{ daN}$$

V_{z.sd} = 367.35 daN < V_{plz.Rd} = 13943.01 daN condition vérifiée

V_{y.sd} = 43.72 daN < V_{ply.Rd} = 17516.81 daN.....condition vérifiée

a) 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.

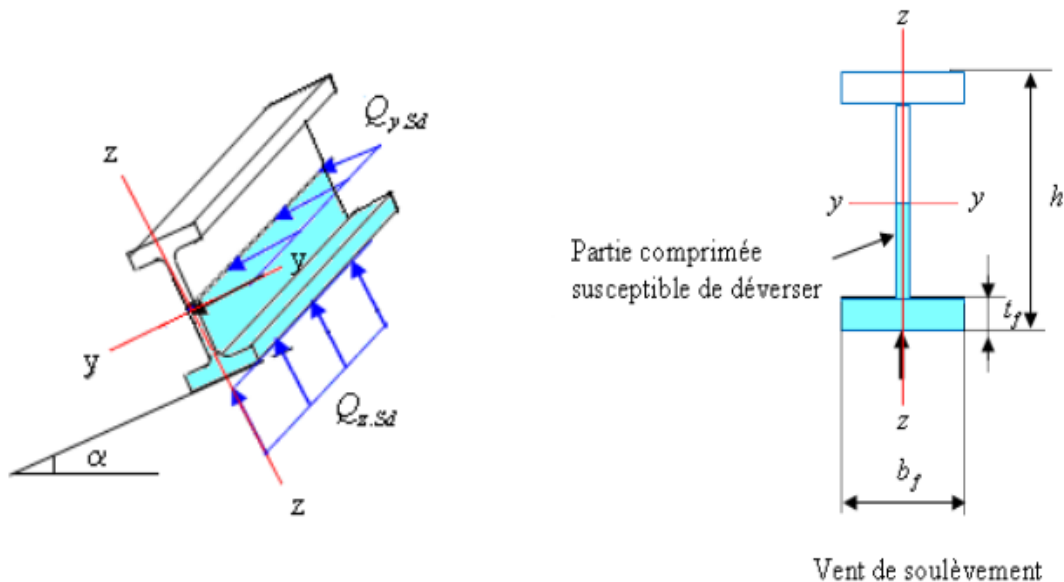


Figure III.11: Déversement d'une panne de toiture.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

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

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

Action vers le haut :

$$Q_z = -293.71 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_y = 27.98 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd}}{8} \times (l/2)^2 = \frac{27.98}{8} \times (5/2)^2 = 21.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd}}{8} \times l^2 = \frac{293.71}{8} \times (5)^2 = 917.84 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, y, Rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 3100 \text{ daNm}$$

$$M_{pl, z, Rd} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 652.5 \text{ daNm}$$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \chi_{LT} \times M_{pl, y, Rd}$$

Avec :

$M_{b, Rd}$: 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).

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilés laminés.

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement : χ_{LT}

Méthode graphique : (par les courbes de flambements)

χ_{LT} est déterminé dans les tableaux de χ en fonction l'élancement réduit

λ_{LT} est de la courbe de flambement appropriée.

Calcul de l'élancement réduit λ_{LT} :

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

$\beta_w = 1$ pour les sections transversales de classe 1 ou 2

M_{cr} : représente le moment critique élastique de déversement.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Avec :

$C1 = 1.132$ (charge uniformément répartie).....Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

$E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$ le module d'élasticité longitudinale de l'acier

$I_z = 68.3 \text{ cm}^4$ Moment d'inertie autour de l'axe Z.

$I_w = 3.96 \times 10^3 \text{ cm}^6$ Facteur de gauchissement.

$G = 8 \times 10^3 \text{ KN/cm}^2$ le module d'élasticité transversale de l'acier

$I_t = 3.6 \text{ cm}^4$ Moment d'inertie de torsion.

$L_2 = (500)^2 \text{ cm}^2$ longueur de flambement latérale.

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.3}{(500)^2} \times \sqrt{\frac{3960}{68.3} + \frac{(500)^2 \times 8 \times 10^3 \times 3.6}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.3}} = 1524.90 \text{ KN.cm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 27.5}{1524.90}} = 1.49$$

On a :

section laminée : $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\frac{h}{b} = \frac{16}{8.2} = 1.95 < 2 \Rightarrow \text{Coubre de flambement a}$$

$$\lambda_{LT} = 1.49$$

Donc : $\chi_{LT} = 0.3767$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply, Rd} = 0.3767 \times 3100$$

$$M_{b, Rd} = 1167.77 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} = \frac{917.84}{1167.77} + \frac{21.86}{652.5} = 0.81 < 1.0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé laminé choisit (**IPE 160**) 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).

- Action vers le bas :

$$Q_{sd,1} = G + N = 30.8 + 44.64 = 75.44 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd,2} = G + E = 30.8 + 72 = 102.8 \text{ daN/ml}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd,1}; Q_{sd,2}) = \max (74.46; 102.8) = 102.8 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 102.8 \times \cos(10.78) = 100.99 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 102.8 \times \sin(10.78) = 19.23 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le haut :

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 30.8 \times \cos(10.78) - 215.98 = -185.72 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = G \times \sin(\alpha) = 30.8 \times \sin(10.78) = 5.76 \text{ daN/ml}$$

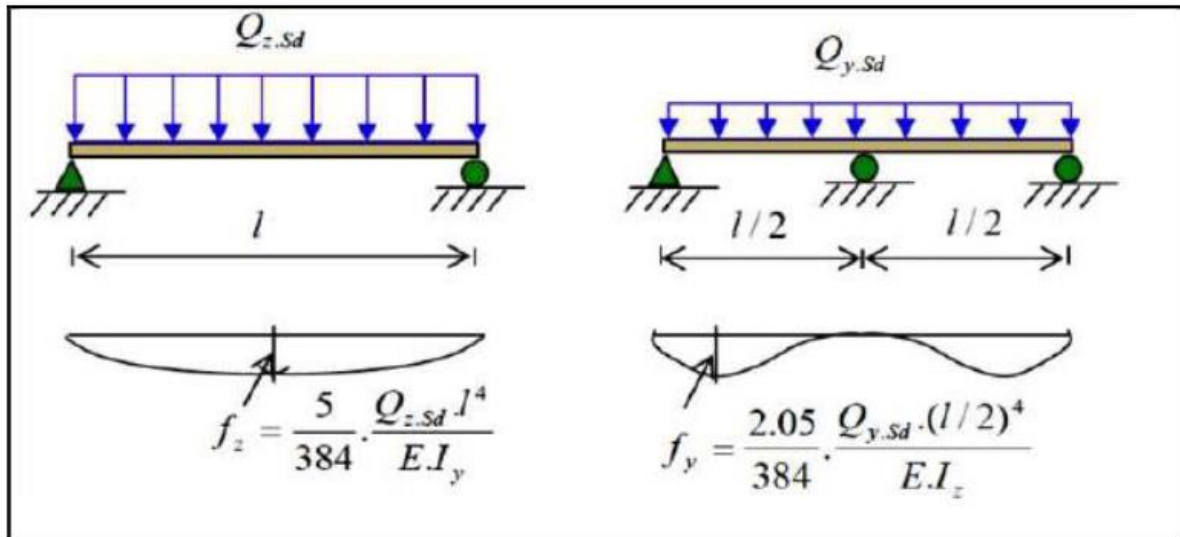


Figure III.12 : Vérification de la flèche.

Condition de verification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

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

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{zsd} \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.8572 \times (500)^4}{2.1 \times 10^6 \times 869} = 0.82 \text{ cm} < f_{adm} = 2.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée..}$$

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

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{500/2}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.5}{384} \times \frac{Q_{ysd} \times (l/2)^4}{E \times I_z} = \frac{2.5}{384} \times \frac{0.1923 \times (500/2)^4}{2.1 \times 10^6 \times 68.3} = 0.03 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Le profilé en **IPE 160** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate qu'on doit utiliser le profil **IPE 160** comme des pannes isostatiques avec lierne.

III.1.8 Etude des liernes de la toiture :

A. 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.

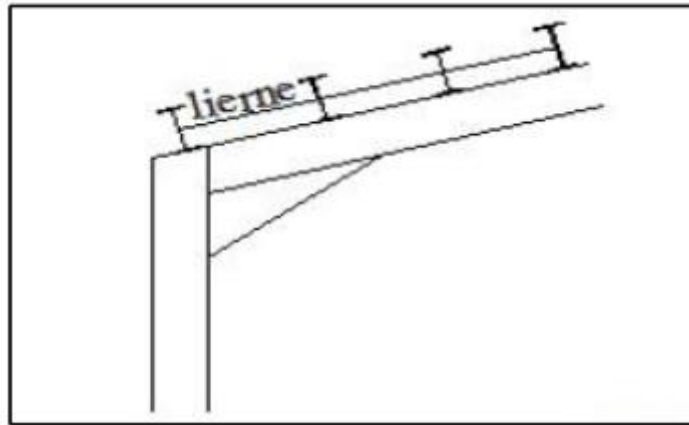
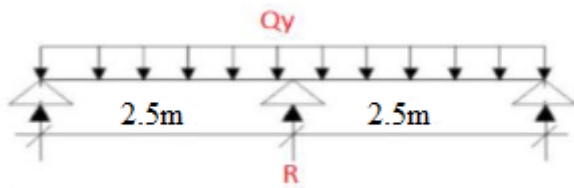


Figure III.13 : Dispositions des liernes.

B. Dimensionnement des liernes :

La Réaction R au niveau du lierne :



$$R = 1.25 Q_{y, sd} \times \frac{l}{2} = 1.25 (27.98) \times \frac{5}{2} = 87.44 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 149.58 \times \sin(10.78) = 27.98 \text{ daN/ml.}$$

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

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{87.44}{2} = 43.72 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L2, L3, L4, L5.

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

$$T2 = R + T1 = 87.44 + 43.72 = 131.16 \text{ daN}$$

$$T3 = R + T2 = 87.44 + 131.16 = 218.6 \text{ daN}$$

$$T4 = R + T3 = 87.44 + 218.6 = 306.04 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L5

$$2T_5 \times \sin(\theta) = T4$$

$$T_5 = \frac{T4}{2\sin(\theta)} = \frac{306.04}{2\sin(25.64)} = 353.63 \text{ daN}$$

$$T_5 = 353.63 \text{ daN Avec : } \theta = \arctg \frac{1.2}{2.5} = 25.64^\circ$$

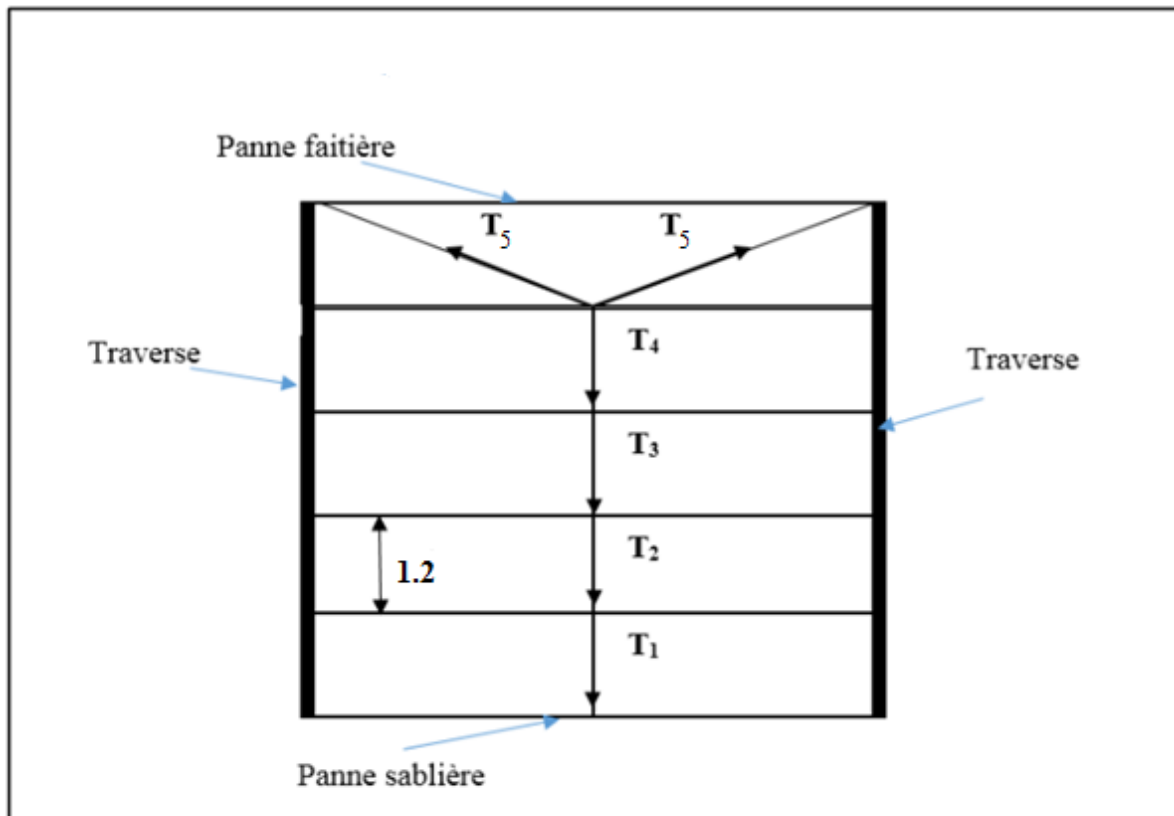


Figure III.14 : Efforts dans les liernes.

C. Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L5 :

$$T_5 = N_{sd} = 353.63 \text{ daN}$$

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

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{353.63 \times 1.1}{2750} = 0.141 \quad \Rightarrow \quad A \geq 0.141 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.141 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{0.141 \times 4}{\pi}} = 0.18 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0.5 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$

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

III.1.9 Etude de l'échantignole :

A. 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.

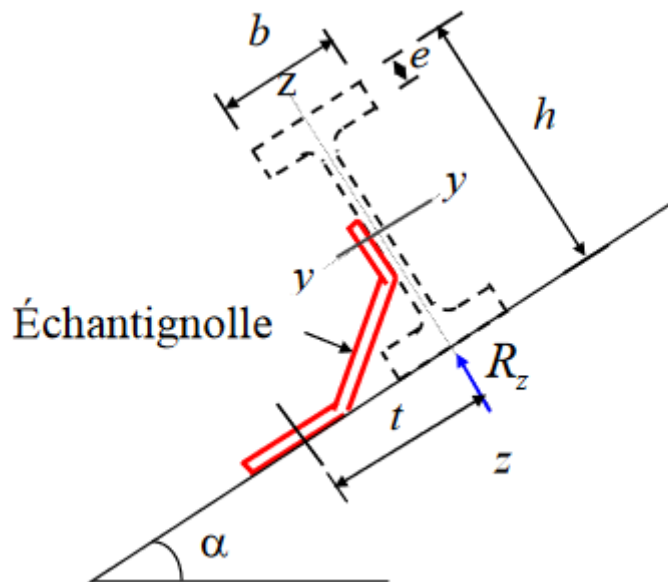


Figure III.15 : Disposition de l'échantignole.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

B. Calcul des charges revenant à l'échantignole :

Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 30.8 \times \cos(10.78) - 1.5 \times 215.98 = -293.71 \text{ daN/ml.}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = 1.35 \times 30.8 \times \sin(10.78) = +7.78 \text{ daN/ml.}$$

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

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

Pour l'IPE160 : b=8.2cm ; h=16cm

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

$$8.2 \leq t \leq 12.3$$

On adopte pour t = 10cm

Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z, sd} \times \frac{l}{2} = 293.71 \times \frac{5}{2} = 734.28 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y, sd} \times \frac{l}{2} = 7.78 \times \frac{5}{2} = 19.45 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 R_{z, rive} = 2 \times 734.28 = 1468.56 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 R_{y, rive} = 2 \times 19.45 = 38.9 \text{ daN}$$

C. Calcul du moment de renversement :

$$MR = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 1468.56 \times 10 + 38.9 \times \frac{16}{2} = 14919 \text{ daN.cm} = 1.49 \text{ KN.m}$$

D. 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)

$$M_{el, Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{..... (le moment de résistance élastique de la section)}$$

E. Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :

$$M_{sd} = M_R \leq M_{el}, R_d = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{14919 \times 1.1}{2750} = 5.97 \text{ cm}^3$$

Soit pour une cornière 80 × 80 × 7 avec : $W_{el} = 8.49 \text{ cm}^3$

$$\text{Avec : } W_{el} \geq \frac{b \times e^2}{6}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 8.49}{6}} = 2.44 \text{ cm}$$

Soit $e = 25 \text{ mm}$

III.2 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-axe 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.

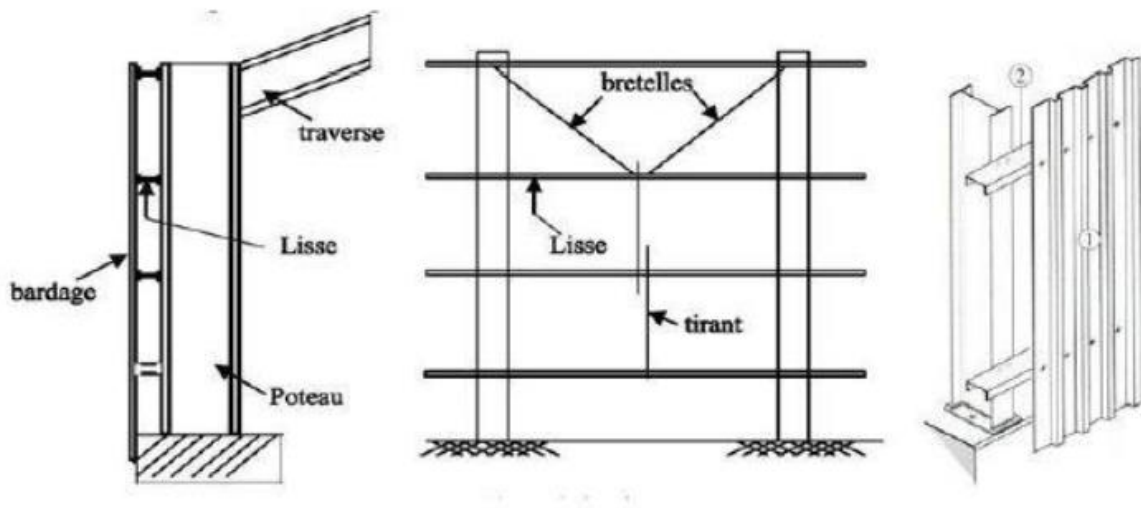


Figure III.16 : Disposition des lisses de bardages.

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.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

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 $L = 5\text{m}$.
- L'entre axe des lisses $e = 1\text{m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ($n=3$)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m^2
- Poids propre de la lisse estimé (UPN120) 13.4kg/ml

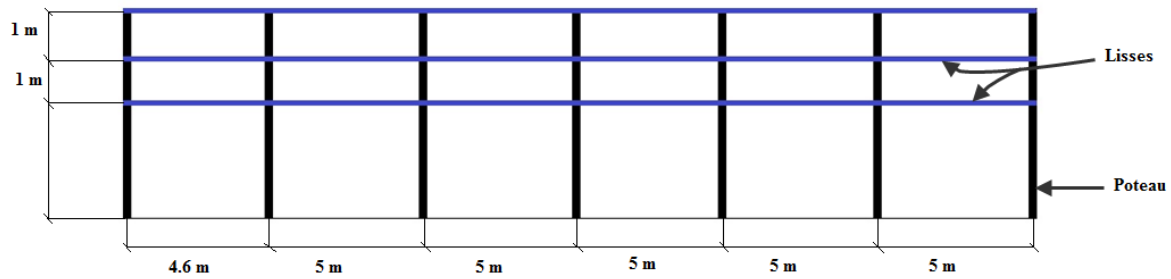


Figure III.17 : Disposition des lisses sur le long-pan

III.4.3.2 Evaluation des charges et surcharges :

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

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$
$$G = (12 + 5) \times 1 + 13.4$$
$$G = 30.4 \text{ kg/ml}$$
$$G = 30.4 \text{ daN/ml}$$

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

$$V = -138,5073 \text{ daN/m}^2 \text{ (tableau II.16 chapitre 2)}$$
$$V = 138,5073 \times 1 = 138,51$$
$$V = 138,51 \text{ daN/ml (dépression)}$$

III.4.3.3 Combinaison de charges les plus défavorables :

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35 \times 30.4$$

$$Q_{y,sd} = 41.04 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5 \times 138,51$$

$$Q_{z,sd} = 207.77 \text{ daN/ml}$$

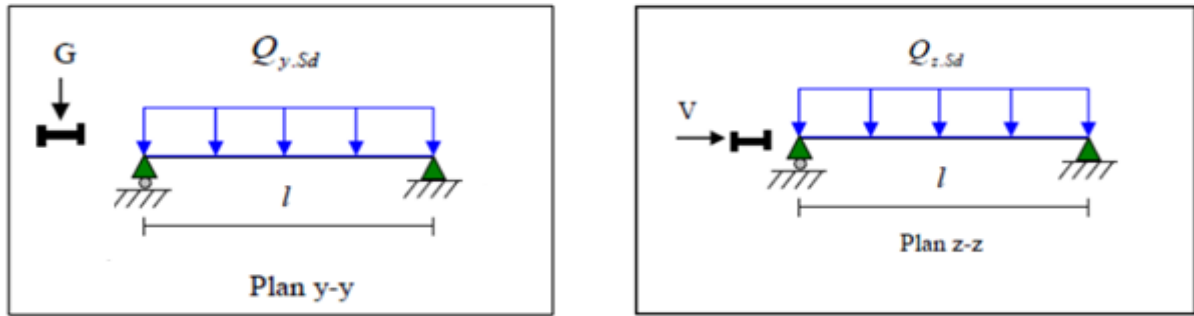


Figure III.18 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

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

Par tâtonnement on choisit l'UPN 120

Données concernant ce profilé :

Tableau III.2: Caractéristiques géométriques de l'UPN 120

Profilé UPN 120	Dimensions					Caractéristiques de calcul				
	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vx}	A _{vy}	I _x
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ⁴)
	120	55	7	9	82	72.6	21.2	8.8	9.9	43.2

Classe de la section :

– Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{55/2}{9} = 3.06 \leq 10\varepsilon = 9.2 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

– Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{82}{9} = 9.11 \leq 72\varepsilon = 66.24 \Rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

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

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

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

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd}}{8} \times l^2 = \frac{207.77}{8} \times 5^2 = 649.28 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd}}{8} \times l^2 = \frac{41.04}{8} \times 5^2 = 128.25 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, y, Rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.6 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 1815 \text{ daNm}$$

$$M_{pl, z, Rd} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{21.2 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 530 \text{ daNm}$$

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y, Rd}}\right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, Rd}}\right]^\beta = \left[\frac{649.28}{1815}\right]^2 + \left[\frac{128.25}{530}\right]^1 = 0.37 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, Rd} \quad \Rightarrow \quad V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y, sd} \leq V_{ply, Rd} \quad \Rightarrow \quad V_{y, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{207.77 \times 5}{2} = 129.86 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times l}{2} = \frac{41.04 \times 5}{2} = 102.6 \text{ daN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8.8 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 12701.71 \text{ daN}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{9.9 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 14289.42 \text{ daN}$$

$$V_{z, sd} = 129.86 \text{ daN} < V_{plz, Rd} = 12701.71 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y, sd} = 102.6 \text{ daN} < V_{ply, Rd} = 14289.42 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

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

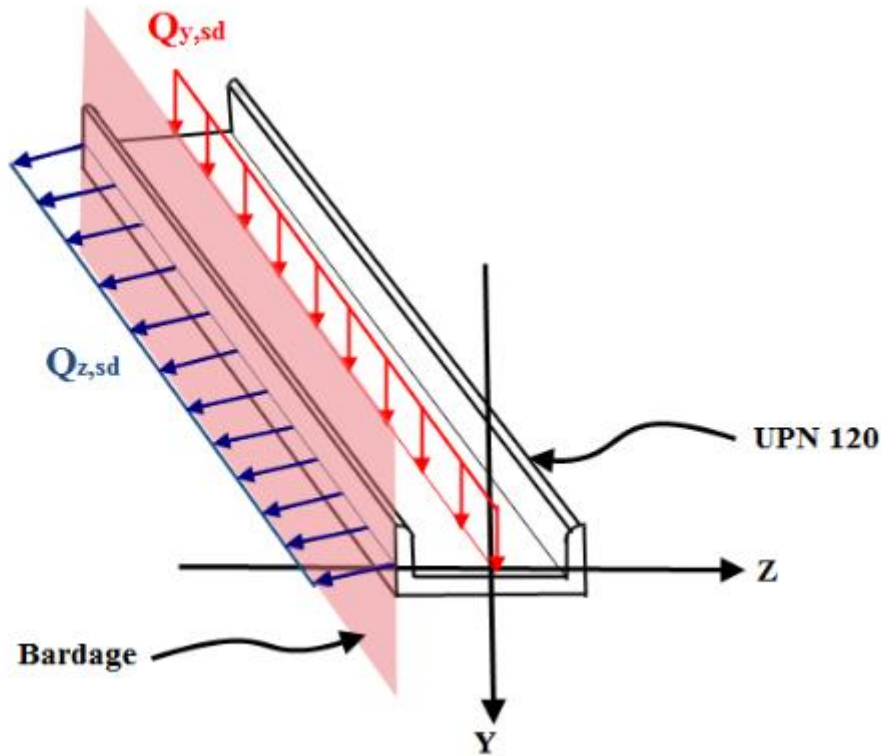


Figure III.19 : Semelle comprimée susceptible de déverser.

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

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd}}{8} \times l^2 = \frac{207.77}{8} \times 5^2 = 649.28 \text{ daN.ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd}}{8} \times l^2 = \frac{41.04}{8} \times 5^2 = 128.25 \text{ daN.ml}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.6 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 1815 \text{ daNm}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.2 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 530 \text{ daNm}$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma M_0} = \chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Avec :

$\beta_w = 1,0$ pour les sections de classe 1 et 2. L'élancement réduit λ_{LT} est déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_1}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_w}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 85.56$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.5}}$$

Pour UPN 120 : $i_z = 1.59 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $t_f = 0.9 \text{ cm}$

L : longueur de maintien latérale à mi-travée = 315 cm.

$C_1 = 1.132$ [Tableau B.1.2 CM97 page 144]

$$\lambda_{LT} = \frac{315 / 1.59}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{315 / 1.59}{12 / 0.9} \right)^2 \right]^{0.5}} = 53.67$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{53.67}{85.56} \right] \sqrt{1} = 0.63$$

On a : autres section donc courbe de déversement (d)

Donc : $\chi_{LT} = 0.6897$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply, Rd} = 0.6897 \times 1815$$

$$M_{b, Rd} = 1251.81 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} = \frac{649.28}{1251.81} + \frac{128.25}{530} = 0.78 < 1.0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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 :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.3851 \times 10^{-2} \times (500)^4}{2.1 \times 10^6 \times 364} = 0.015 \text{ cm} < f_{adm} = 2.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

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

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

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{G \times (l)^4}{E \times I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{0.304 \times 10^{-2} \times (500)^4}{2.1 \times 10^6 \times 43.2} = 0.028 \text{ cm} < f_{adm} = 2.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Le profilé en UPN 120 est vérifié à l'état limite de service.

III.4.4 Vérification de la lisse de pignon :

On choisit l'UPN 120

III.4.4.1 Les données

- L'entre axe des lisses $e = 1 \text{ m}$
- Nombre des lisses ($n=2$)
- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs) 12 kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose 5 kg/m^2
- Poids propre de la lisse estimé (UPN120) 13.4 kg/ml

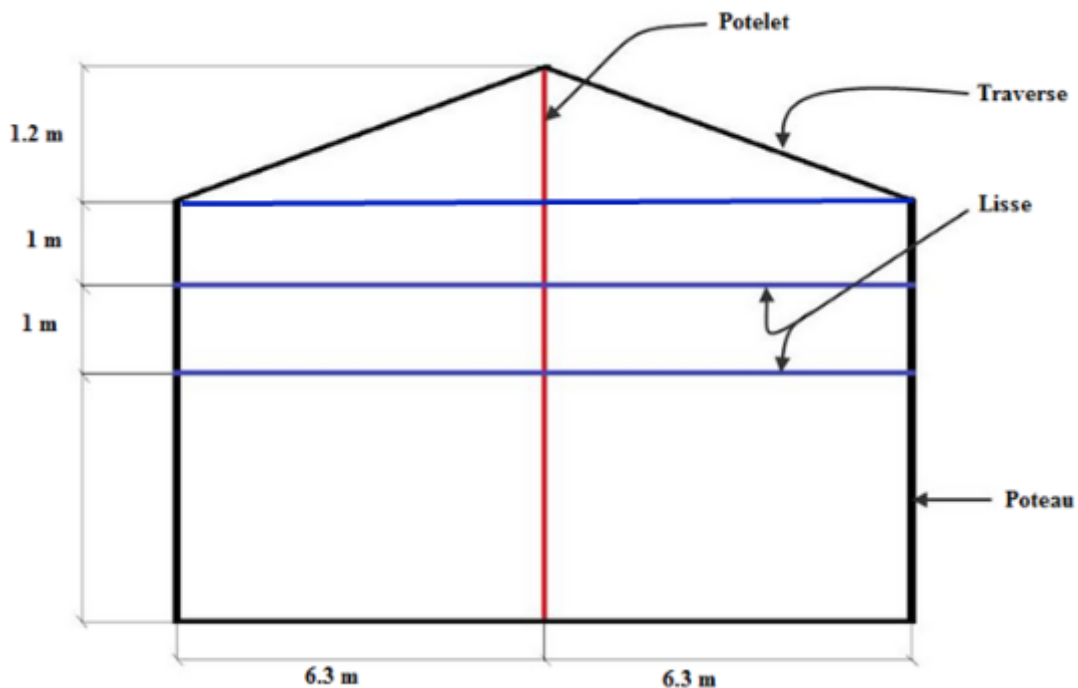


Figure III.20 : Disposition des lisses sur le pignon.

III.4.4.2 Evaluation des charges et surcharges :

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

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

$$G = (12 + 5) \times 1 + 13.4$$

$$G = 30.4 \text{ kg/ml}$$

$$G = 30.4 \text{ daN/ml}$$

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

La lisse de pignon est soumise à un vent de pression de : $V = +111,1440 \text{ daN/m}^2$ (tableau II.19 chapitre II).

$$V = +111,1440 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{pression}).$$

$$V = 111,1440 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{tableau II.16 chapitre 2})$$

$$V = 111,1440 \times 1 = 111,1440 \text{ daN /ml}$$

$$V = 111,14 \text{ daN/ml (pression)}$$

III.4.4.3 Vérification à l'état limite ultime :

Classe de la section :

– Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{55/2}{9} = 3.06 < 10\varepsilon = 9.2 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

– Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{82}{9} = 9.11 < 72\varepsilon = 66.24 \Rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

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

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

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

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35 \times 30.4$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

$$Q_{y, sd} = 41.04 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 \text{ V} = 1.5 \times 111,14$$

$$Q_{z, sd} = 166.71 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd}}{8} \times l^2 = \frac{166.71}{8} \times (6.3)^2 = 827.09 \text{ daN.ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd}}{8} \times l^2 = \frac{41.04}{8} \times 6.3^2 = 203.61 \text{ daN.ml}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.6 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 1815 \text{ daNm}$$

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.2 \times 2750}{1.1} \times 10^{-2} = 530 \text{ daNm}$$

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{827.09}{1815} \right]^2 + \left[\frac{203.61}{530} \right]^1 = 0.60 < 1 \dots \text{condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} V_{z, sd} \leq V_{plz.Rd} & \quad \Rightarrow \quad V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} \\ V_{y, sd} \leq V_{ply.Rd} & \quad \Rightarrow \quad V_{y, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} \end{aligned}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{166.71 \times 6.3}{2} = 525.14 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times l}{2} = \frac{41.04 \times 6.3}{2} = 129.28 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{8.8 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 12701.71 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{9.9 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 14289.42 \text{ daN}$$

$$V_{z, sd} = 525.14 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 12701.71 \text{ daN} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y, sd} = 129.28 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 14289.42 \text{ daN} \dots \text{condition vérifiée}$$

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 soutenue latéralement sur toute sa longueur, il n'y a pas donc le risque de déversement.

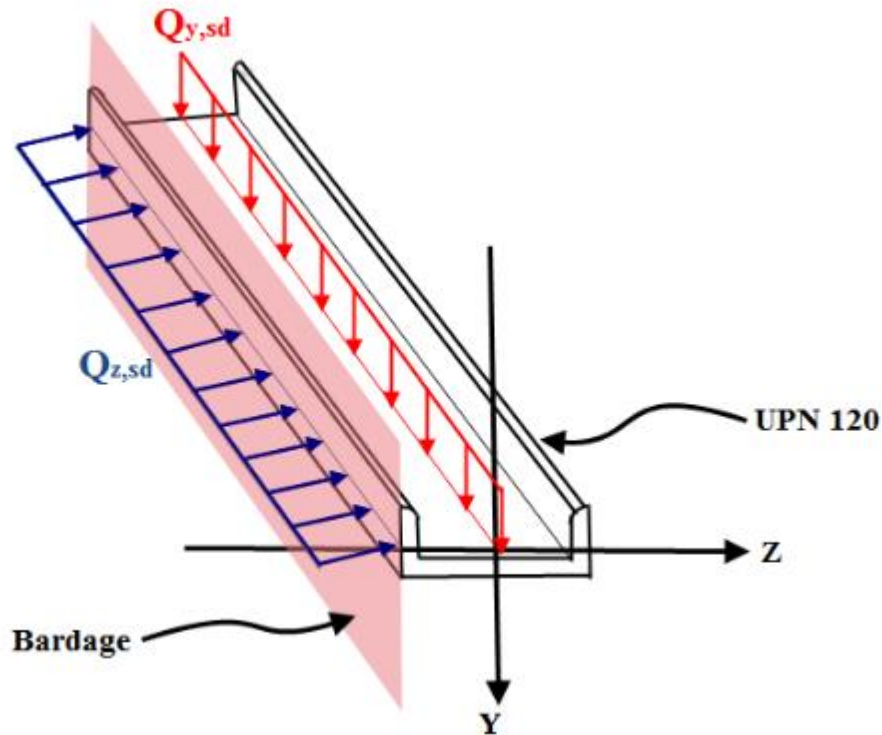


Figure III.21 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

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 verification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{630}{200} = 3.15 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.1114 \times 10^{-2} \times (630)^4}{2.1 \times 10^6 \times 364} = 0.003 \text{ cm} < f_{adm} = 3.15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

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

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{630}{200} = 3.15 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{G \times (l)^4}{E \times I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{0.304 \times 10^{-2} \times (630)^4}{2.1 \times 10^6 \times 55.5} = 0.054 \text{ cm} < f_{adm} = 3.15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Le profilé en **UPN 120** est vérifié à l'état limite de service.

II.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 $l = 7.2\text{m}$.
- La longueur de la lisse $L = 6.3\text{m}$
- L'entre axe des potelets $e = 6.3\text{m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=2$)
- Poids propre de bardage..... 12kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m^2
- Poids propre de la lisse (UPN120) 13.4kg/ml

III.5.3 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet (potelet du milieu) :

a) Charges permanents G :

$$G = (\text{Plisse} \times \text{Llisse} \times \text{Nlisse}) + (\text{Pbardage} + \text{Plisolants} + \text{Paccessoires}) \times \text{Stributaire}$$

$$G = (13.4 \times 6.3 \times 2) + (12 + 5) \times (6.3 \times 7.2)$$

$$G = 939.96 \text{ Kg}$$

$$G = 939.96 \text{ daN}$$

b) Surcharges climatiques V :

$$V = +111,1440 \text{ daN/m}^2 \text{ (tableau II.19 chapitre II).}$$

$$V = 111,14 \times 6.3$$

$$V = 700.18 \text{ daN/ml}$$

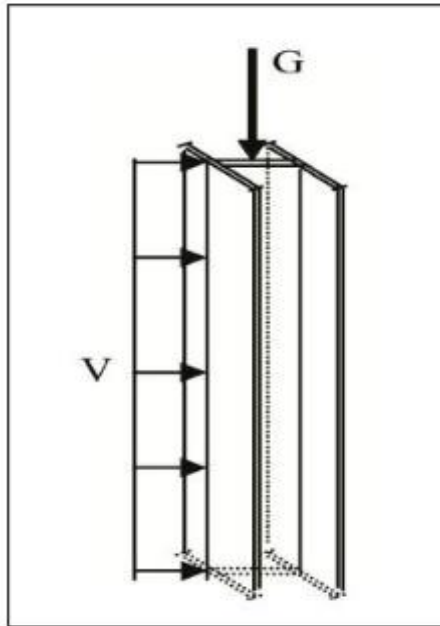


Figure III.22 :
Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

III.5.4 Dimensionnement du potelet :

– Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 700.18 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_z} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

Avec : $f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{720}{200} = 3.6 \text{ cm}$

$l = 7.2 \text{ m}$: longueur du potelet le plus chargé

$$I_y = \frac{1000}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{700.18 \times 10^{-2} \times 720^3}{2.1 \times 10^6} = 3240.83 \text{ cm}^4$$

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 240 ($I_y = 3892 \text{ cm}^4$)

Données concernant ce profilé :

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de l'IPE 240.

profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{ply}	W _{plx}	A _{vx}	A _{vy}	I _x	I _t	I _w
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
IPE240	240	120	6.2	9.8	15	190.4	367	73.9	19.1	23.5	284	12.9	37.4

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Calcul de la charge permanent G (avec IPE240) :

$$G = 939.96 + (P_{\text{profilé}} \times L_{\text{profilé}}) = 939.96 + (30.7 \times 7.2)$$

$$G = 1161 \text{ daN}$$

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.

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 700.18 = 753.45 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,Sd} = \frac{Q_{z,Sd} \times l}{2} = \frac{753.45 \times 7.2}{2} = 2712.42 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{15.9 (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 22949.67 \text{ daN}$$

$$V_{Sd} = 2712.42 \text{ daN} < 0.5 V_{pl,Rd} = 11474.84 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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 : $N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0)$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1161 = 1567.35 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{39.1 \times 2750}{1.1} = 97750 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 48875 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 39.1 - 2 \times 12 \times 0.98 = 15.58 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 0.5 \times 15.58 \times 2750 / 1.1 = 19475 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1567.35 \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 48875 ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 19475)$$

$$N_{Sd} = 1567.35 \text{ daN} < 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 19475 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Classe de la section :

- Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{120/2}{9.8} = 6.12 < 10\varepsilon = 9.2 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

- Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{190.4}{6.2} = 30.71 < 72\varepsilon = 66.24 \Rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

Donc la section est de classe 1 $\longrightarrow$ domaine plastique.

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y}, R_d = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{367 \times 2750}{1.1} = 917500 \text{ daN.cm} = 9175 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 700.18 = 753.45 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_{z,Sd} \times l^2}{8} = \frac{753.45 \times (7.2)^2}{8} = 4882.36 \text{ daN.m}$$

$M_{y,Sd} = 4882.36 \text{ daN.m} < M_{cy,Rd} = 9175 \text{ daN.m}$ 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 :

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

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

🔗 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 y_y (dans le plan du portique) :

- Longueur de flambement:
 $l_y = L = 7.2 \text{ m}$.
 $\Rightarrow$ Calcul de l'élancement :
 $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{720}{9.97} = 72.22$
- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{72.22}{86.8} = 0.83$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1.2$$

et $t_f = 9.8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

suivant y-y : courbe a $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.7781$ (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 :

$l_z = L = 1 \text{ m}$ (entraxe des lisses).

➤ Calcul de l'élancement:

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{2.69} = 37.17$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{37.17}{86.8} = 0.43$$

➤ 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

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1.2$$

et $t_f = 9.8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

suivant z-z : courbe b $\alpha = 0.34$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.9140$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.7781; 0.9140)$$

$$\chi_{min} = 0.7781$$

➤ Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\overline{\lambda}_{LT}$:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5}; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(C1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I_z / i_z}{h / t_f} \right) \right]^{0.25}} = \frac{\frac{100}{2.69}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{100 / 2.69}{24 / 0.98} \right) \right]^{0.25}} = 34.28$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{34.28}{86.8} = 0.39 < 0.4 \Rightarrow \text{il y'a pas de risque de déversement.}$$

$$\mu_y = \lambda_y \times (2\beta M_y - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} \times W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 0.83 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{367 - 324}{324} \right) = -1.03 < 0.9.$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.03 \times 1567.35}{0.7781 \times 39.1 \times 2750} = 1.02 < 1.5.$$

β_{MY} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement. Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MY} = 1.3$.

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min.N_{pl.Rd}}} + \frac{K_y.M_y.s_d}{M_{ply.Rd}} = \frac{1567.35}{0.7781 \times 97750} + \frac{1.02 \times 4882.36}{9175} = 0.57 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On conclut que **I'PE 240** 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 160**

L'échantignole : épaisseur de **e = 2.50 cm**.

Les liernes de la toiture : barre ronde de diamètre **φ = 10 mm**

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Les lisses du long-pan : **UPN 120**

Les lisses du pignon : **UPN 120**

Les potelets : **IPE 240.**

Chapitre IV : 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 humaines 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 ($H=7.2\text{m} < 65\text{m}$) et sa régularité en plan ($\frac{29.6}{12.6} = 2.35 < 4$) 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 d'ont les effets sont considérer équivalent à ceux de l'action sismique.

- Caractéristiques du hangar étudié :
 - Wilaya d'implantation : Bouira.
 - 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 :

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

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 :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 2

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).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \text{si : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta & \text{si : } (T_2 / T)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta & \text{si : } (T_2 / 3)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} T \geq 3s. \end{cases}$$

Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- 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.

D'après le tableau (4.2) $\Rightarrow \xi = 4\%$

$$D'ou : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 4)}} = 1.08 \geq 0.7$$

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 :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

- h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

hn = 7.2m.

• Ct : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage.

On a : Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie :

Ct = 0.085

Donc : $T = 0.085 \cdot (7.2)^{3/4}$

T = 0.37 s

Calcul du T2 :

T2 est la période caractéristique, associée à la catégorie du site.

On a un sol de catégorie de 3 (S3)

T2 = 0.5 s

- Sens longitudinal : $0 < T = 0.37 \text{ s} < T2$ donc : $D_x = 2.5 \cdot \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$.

- Sens transversal : $0 < T = 0.37 \text{ s} < T2$ donc : $D_y = 2.5 \cdot \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$.

$D_x = D_y$ 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) :(RPA99/03)

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par portiques autostables ductiles ➡ **R = 6**

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en X ➡ **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 :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le (RPA99/Version2003).

Chapitre IV : Etude sismique

- Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités P_q .

Critère	Pq Axe(X)		Pq Axe(Y)	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
conditions minimum sur les files de contreventement		0.05	0	
redondance en plan		0.05	0	
régularité en plan	0		0	
régularité en élévation	0		0	
contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
contrôle de la qualité de l'exécution		0.1		0.1
	$\Sigma P_q=0.2$		$\Sigma P_q=0.1$	

On aura :

Pour le sens longitudinal (sens X) :

$$Q_x = 1 + \Sigma P_q = Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 + 0 + 0 + 0$$

$$Q_x = 1.20$$

Pour le sens transversal (sens Y) :

$$Q_y = 1 + \Sigma qP = Q = 1 + 0.1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0$$

$$Q_y = 1.10$$

e) Calcul de poids de la structure (W) :

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

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

$$\beta = 0.5 \text{ (Entrepôts, hangars)}$$

Chapitre IV : Etude sismique

1) Calcul des charges permanente WGi de tous les éléments qui constituent notre hangar :

Tableau IV.2 : Charges permanentes WGi de toute la structure.

Eléments	Profilés utilisée	Poids propre (Kg /m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément(m)	La charge W (KN)
panne	IPE160	15.8	12	29.6	56.12
Lisse de bardage	UPN 120	13.4	4 4	29.6 12.6	15.87 6.75
Poteau	IPE 360	57.1	14	6	47.96
Traverse	IPE 360	57.1	14	6.41	51.24
Potelet du milieu	IPE240	30.7	2	7.2	4.42
Liernes	Barre rond $\phi = 10$ mm	0.620	12	76.92	0.48
Palé de stabilité	L40×40×5	2.97	8	62.49	1.86
Poutre au vent	L40×40×5	2.97	16	94.56	2.81
Élément		Poids propre (Kg/m ²)	Nombre	Surfaces (m ²)	La charge W (kN)
Couverture du versant de toiture	Panneau (12+5)	17	2	189.74	64.51
bardage du long pan	Panneau (12+5)	17	2	59.2	20.13
Bardage du pignon	Panneau (12+5)	17	2	32.76	11.13
Briques creuses		90	2	481.52	866.74
				Σ WGi	1150.02

2) Calcul des charges permanente WQi de tous les éléments qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times \text{Stoiture}$$

$$W_{Qi} = (37.2 + 83.27) \times 379.48$$

$$W_{Qi} = 45715.96 \text{ daN} = 457.16 \text{ KN}$$

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

$$W = 1150.02 + 0.5 \times 457.16$$

$$W = 1378.6 \text{ KN.}$$

Détermination de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{6} \times 1378.6$$

$$V_x = 102.36 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 1378.6$$

$$V_y = 153.54 \text{ KN}$$

Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{W_j h_j}$$

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 (942.19 KN).

V : la force sismique totale

h : la hauteur de chaque niveau

Sens longitudinal sens X :

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ix} = (V_x - F_{tx})$$

$$F_{ix} = V_x$$

$$F_{ix} = 102.36 \text{ KN}$$

Sens transversal sens Y :

$$F_{ty} = 0$$

$$F_{iy} = (V_y - F_{ty})$$

$$F_{iy} = V_y$$

$$F_{iy} = 153.54 \text{ KN}$$

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V1 pignon)

$$W_s = 179.98 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$W_s = 179.98 \times S$$

$$W_s = 179.98 \times 379.48$$

$$W_s = 68298.81 \text{ daN} = 682.99 \text{ kN}$$

$$W_s > V_x$$

$$W_s > V_y$$

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

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 : $H = 7.2\text{m}$
- La portée entre les poteaux : $b = 12.6\text{m}$
- La longueur des traverses : $s = 6.41\text{m}$
- L'entraxe des portiques : $L = 5\text{m}$

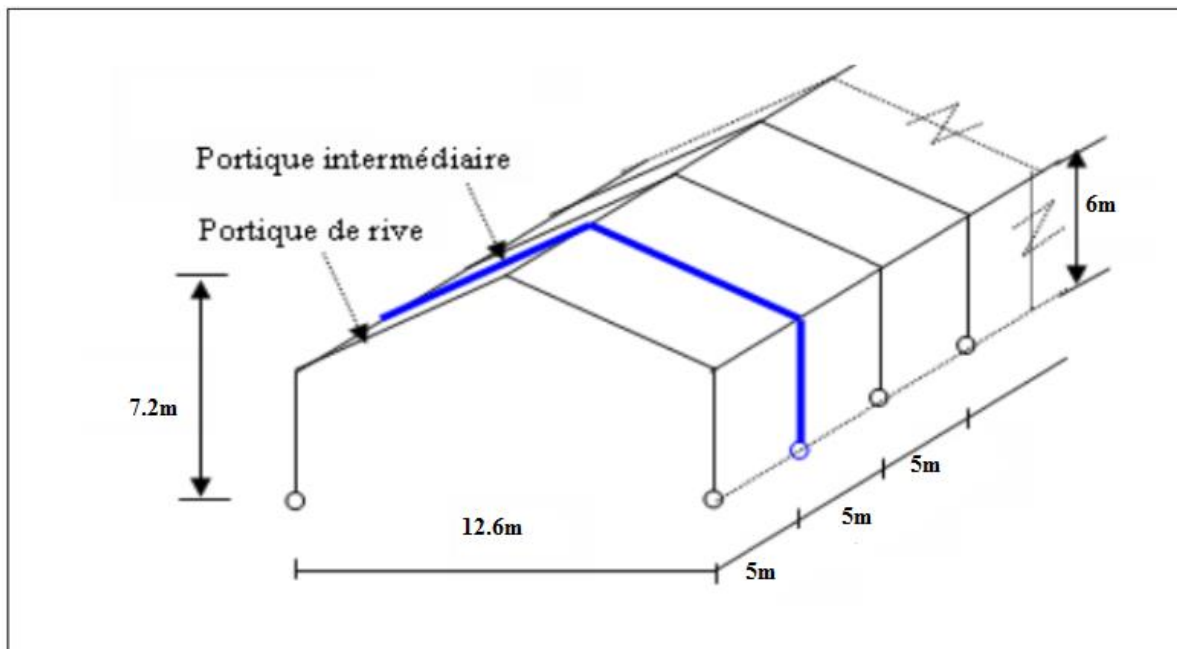


Figure V.1 : Vue du portique en 3D.

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 160) 15.8 kg/ml=13.17 kg/m²
- Traverse (estimée).....12 kg/m²

Poids total :

$$G = P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{Panne}} + P_{\text{Traverse}}$$

$$G = 12 + 5 + 13.17 + 12$$

$$G = 42.17 \text{ kg/m}^2$$

Entraxe des portiques est de : L = 5m

$$G = 42.17 \times 5$$

$$G = 210.85 \text{ kg/ml}$$

V.2.2 Effet de la neige :(voir CH.2)

$$N = 37.2 \text{ kg/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 37.2 \times 5$$

$$N = 186 \text{ Kg/ml}$$

V.2.3 Effet du vent : (voir CH.2)

- Vent perpendiculaire au long pan (le plus défavorable)
- $q_j[\text{kg/ml}] = q_j[\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$

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

Parois verticales					Versants de toitures				
Zone	Ce	Ci	W(z) (Kg/m ²)	W(z) (Kg/ml)	zone	Ce	Ci	W(z) (Kg/m ²)	W(z) (Kg/ml)
A	-1	+0.72	-138.51	-692.55	F	-1.515	+0.72	-179.98	-899.9
B	-0.8	+0.72	-122.4	-612	G	-0.969	+0.72	-135.99	-679.95
D	+0.8	+0.72	+6.44	+32.2	H	-0.427	+0.72	-92.33	-461.65
E	-0.3	+0.72	-82.14	-410.7	I	-0.484	+0.72	-96.99	-484.95
					J	-0.831	+0.72	-124.91	-624.55

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

- 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

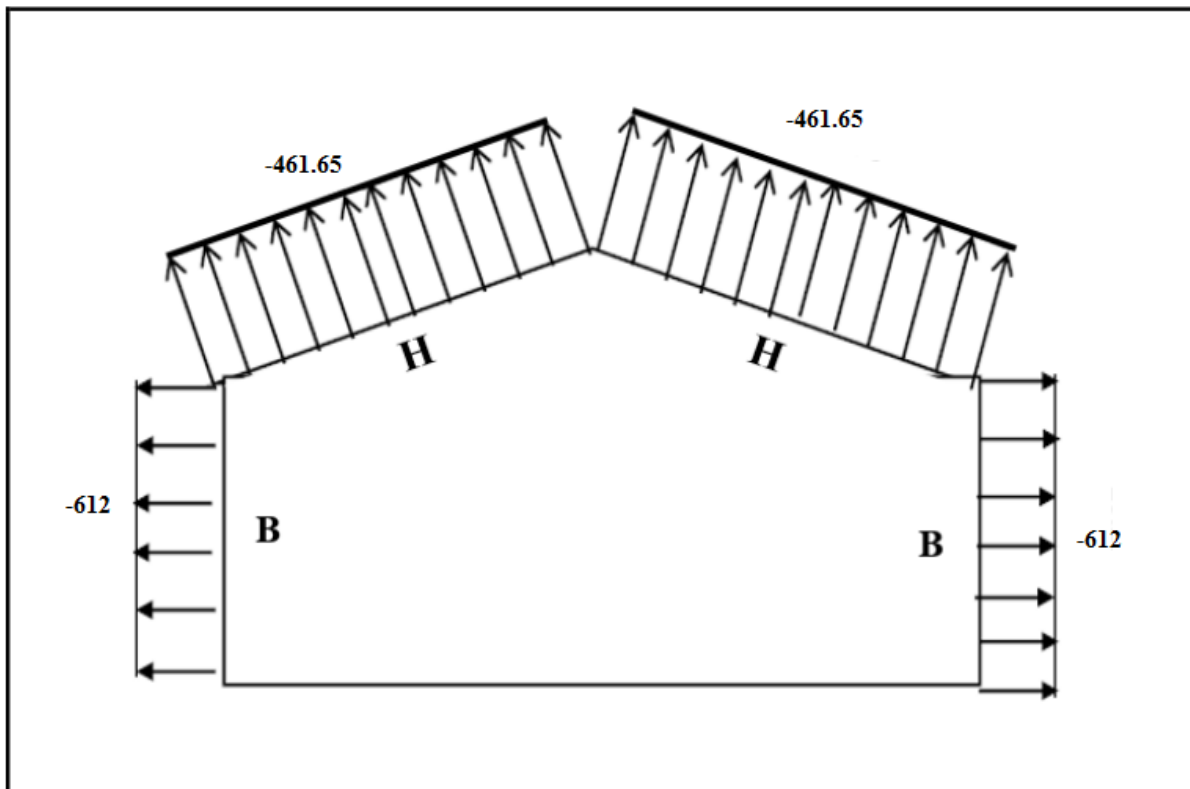


Figure V.2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kg/ml (dépression).

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 : $W = -461.65 \text{ kg/ml}$.

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.

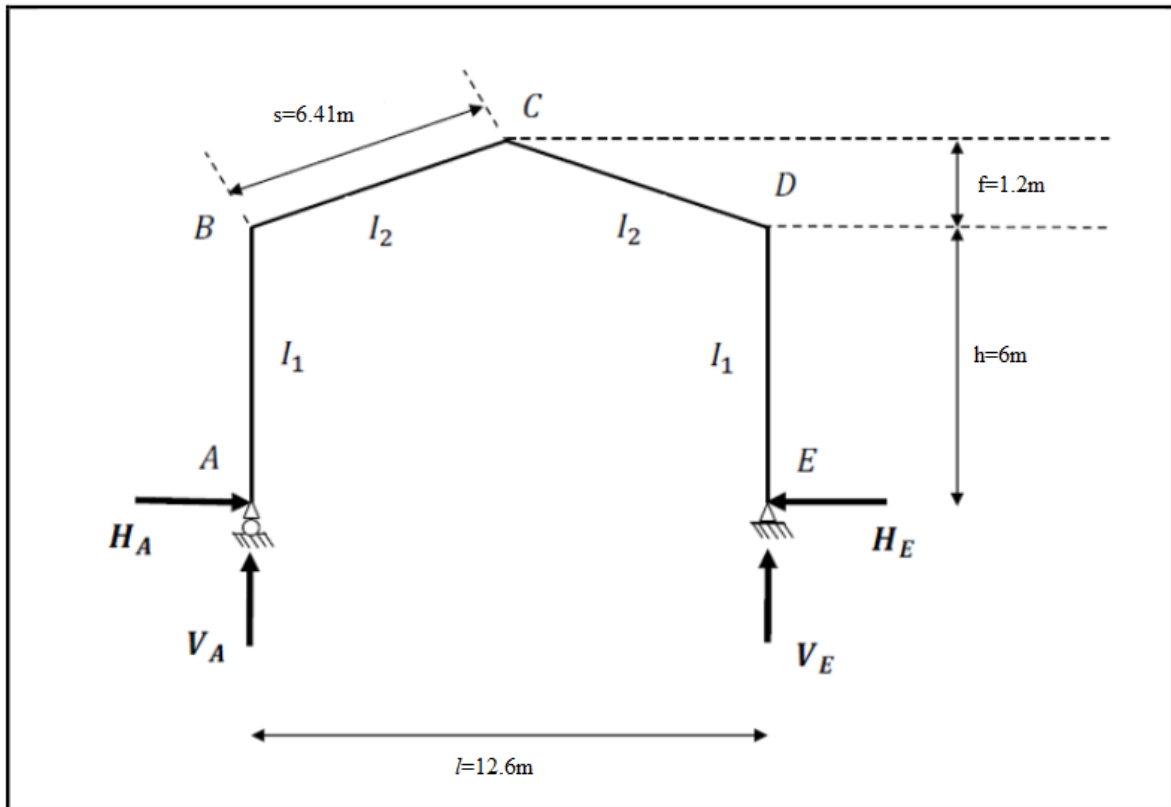


Figure V.3 : Efforts internes.

On assume $I_2 \approx I_1$

$$\bullet k = \frac{\text{raideur-rampant}}{\text{raideur-bsquille}} = \frac{I_2 h}{I_1 s} = \frac{h}{s} = \frac{6}{6.41} = 0.94$$

$$\bullet \varphi = \frac{f}{h} = \frac{1.2}{6} = 0.2$$

$$\bullet \Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.94 + 3 + (3 \times 0.2) + (0.2)^2 = 4.068$$

V.3.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge de neige)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

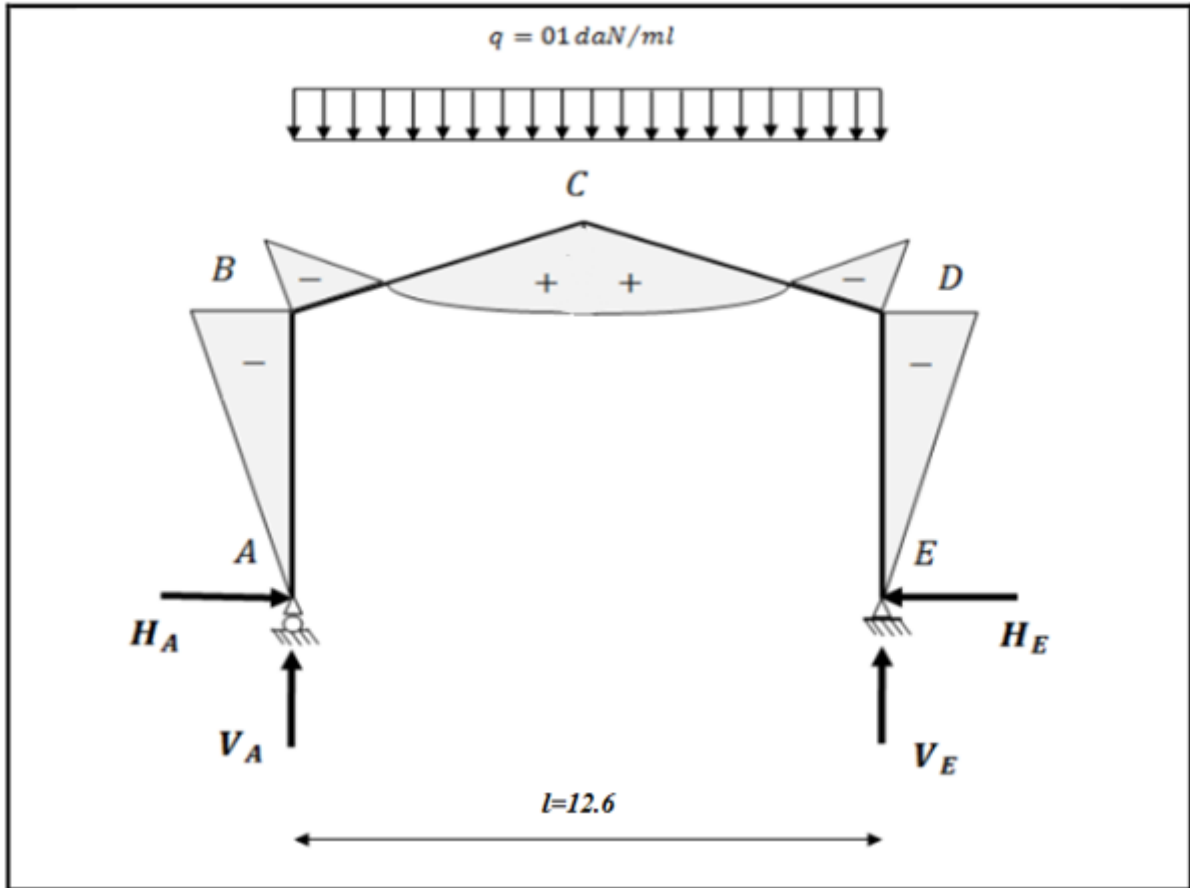


Figure V.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+5 \times 0.2}{4 \times 4.068} = 0.553$$

$$\gamma = 1 - (1 + \varphi) = 1 - 0.553 (1 + 0.2) = 0.3364$$

- On trouve les efforts internes suivants :

$$H_A = -H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0.553 \times \frac{1 \times 12.6^2}{8 \times 6} = 3.31 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 12.6}{2} = 6.3 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.553 \times \frac{1 \times 12.6^2}{8} = -19.845 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = 0.3364 \times \frac{1 \times 12.6^2}{8} = 6.68 \text{ Kg.m}$$

V.3.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement) :

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

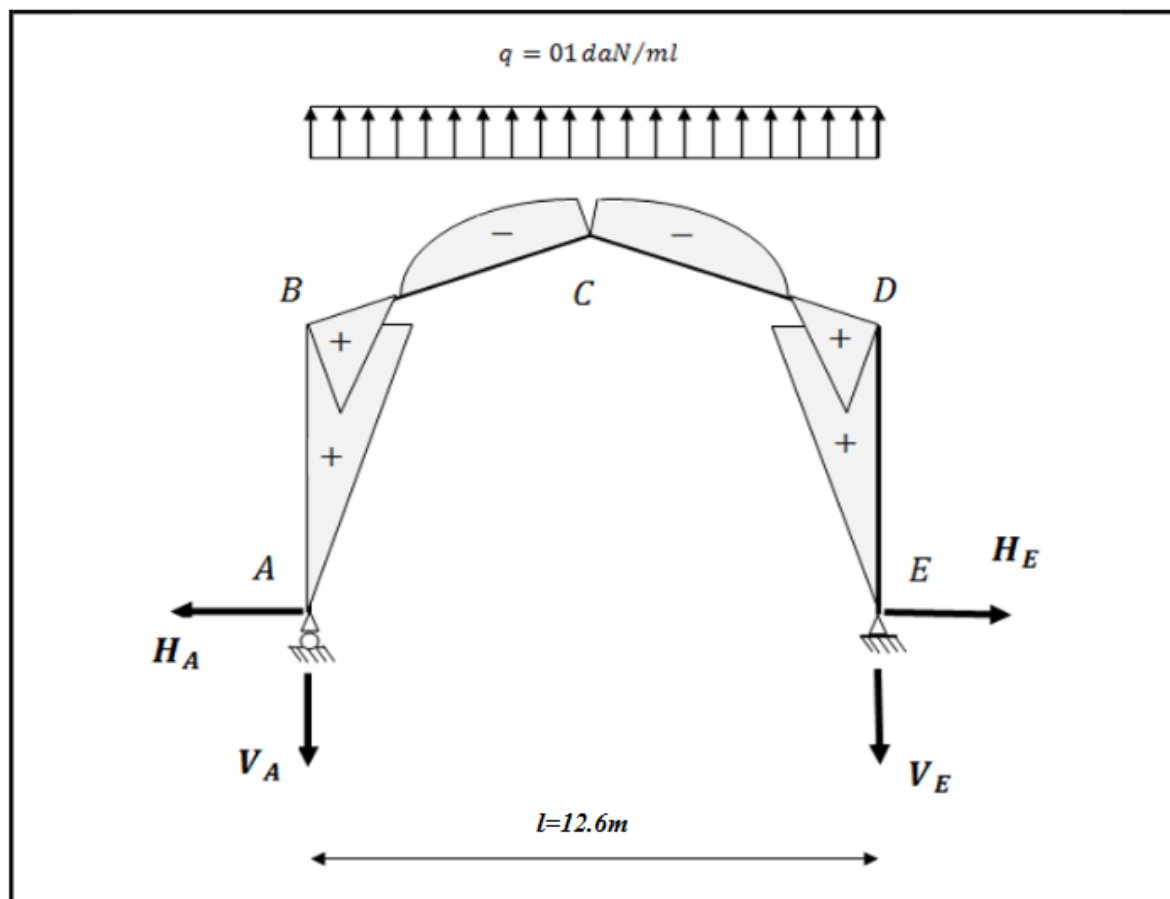


Figure V.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

- On trouve les efforts internes suivants :

$$-H_A = H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0.553 \times \frac{1 \times 12.6^2}{8 \times 6} = 3.31 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1 \times 12.6}{2} = 6.3 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = \beta \frac{q \cdot l^2}{8} = 0.553 \times \frac{1 \times 12.6^2}{8} = 19.845 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.3364 \times \frac{1 \times 12.6^2}{8} = -6.68 \text{ Kg.m}$$

V.3.3 Vent horizontal :(dépression) :

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

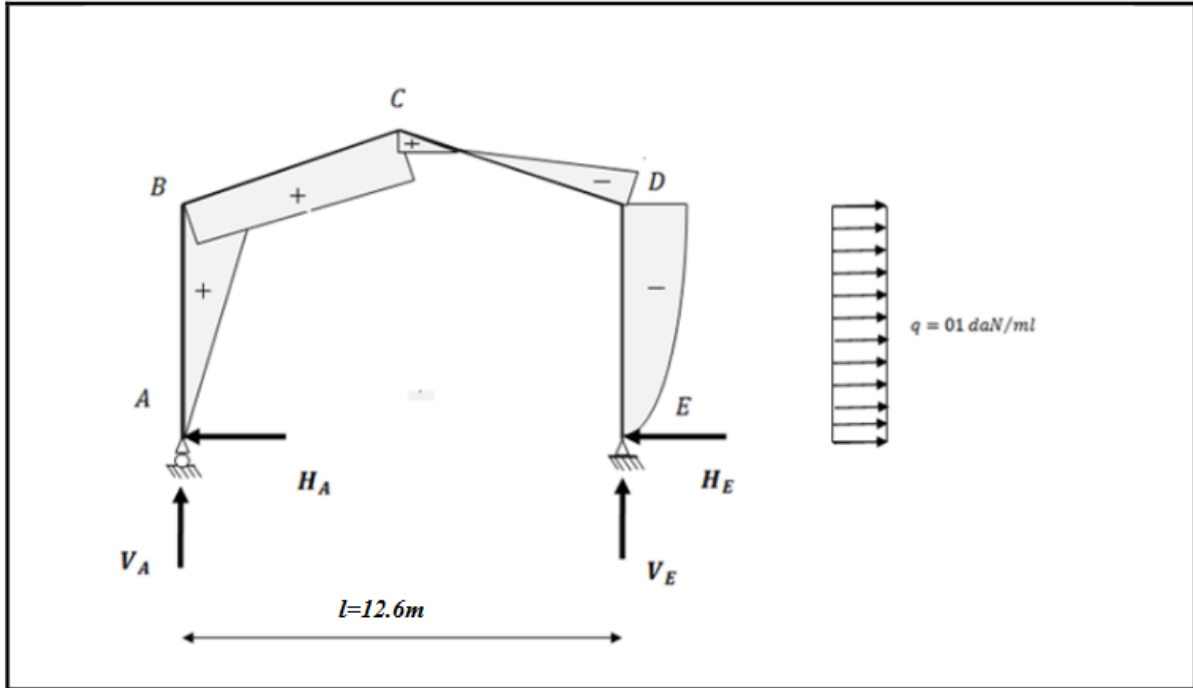


Figure V.6 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

$$\delta = \frac{5k+12+6\varphi}{84} = \frac{5 \times 0.94 + 12 + 6 \times 0.2}{8 \times 4.068} = 0.55$$

$$\beta = (1 - \delta) = (1 - 0.55) = 0.45$$

$$\gamma = (1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0.55 \times (1 + 0.2) - \frac{1}{2} = 0.16$$

$$HA = \delta \frac{q \cdot h}{2} = 0.55 \times \frac{1 \times 6}{2} = 1.65 \text{ Kg}$$

$$HE = qh - HA = (1 \times 6) - 1.65 = 4.35 \text{ kg}$$

$$VE = -VA = -\frac{q \cdot h^2}{2l} = -\frac{1 \times 6^2}{2 \times 12.6} = -1.429 \text{ kg}$$

$$MD = -\beta \frac{q \cdot h^2}{2} = -0.45 \times \frac{1 \times 6^2}{2} = -8.1 \text{ daN.m}$$

$$MB = \delta \frac{q \cdot h^2}{2} = 0.55 \times \frac{1 \times 6^2}{2} = 9.9 \text{ daN.m}$$

Chapitre V : Etude du portique

$$MC = \gamma \frac{q \cdot h^2}{2} = 0.16 \times \frac{1 \times 6^2}{2} = 2.88 \text{ daN.m}$$

V.4 Tableaux récapitulatifs :

a) Efforts internes sous la charge unitaire :

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

		Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
Actions	q (kg/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	1	3.31	-3.31	6.3	6.3	-19.845	6.68	-19.845
N	1	3.31	-3.31	6.3	6.3	-19.845	6.68	-19.845
V1(horizontale)	1	-1.65	-4.35	-1.429	1.429	9.9	2.88	-8.1
V2(soulèvement)	1	-3.31	3.31	-6.3	-6.3	19.845	-6.68	19.845

b) Efforts internes sous les charges actuelles :

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

		Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
Actions	q (kg/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	210.85	697.91	-697.91	1328.36	1328.36	-4184.32	1408.48	-4184.32
N	186	615.66	-615.66	1171.8	1171.8	-3691.17	1242.48	-3691.17
V1(horizontale)	612	-1009.8	-2662.2	-874.55	874.55	6058.8	1762.56	-4957.2
V2(soulèvement)	461.65	-1528.06	1528.06	-2908.39	-2908.39	9161.44	-3083.82	9161.44
V3 = V1 + V2		-2537.86	-1134.14	-3782.94	-2033.84	15220.24	-1321.26	4204.24

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

Réactions d'appuis (kg)					Moments (kg.m)		
Combinaisons	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1.35G+1.5N	1865.67	-1865.67	3550.99	3550.99	-11185.59	3765.17	-11185.59
G+1.5V3	-3108.88	-2399.12	-4346.05	-1722.4	18646.04	-573.41	2122.04

V.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(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 :

$$Heq = \phi \cdot N_{sd}$$

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

$$\phi_0 = \frac{1}{200}$$

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

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

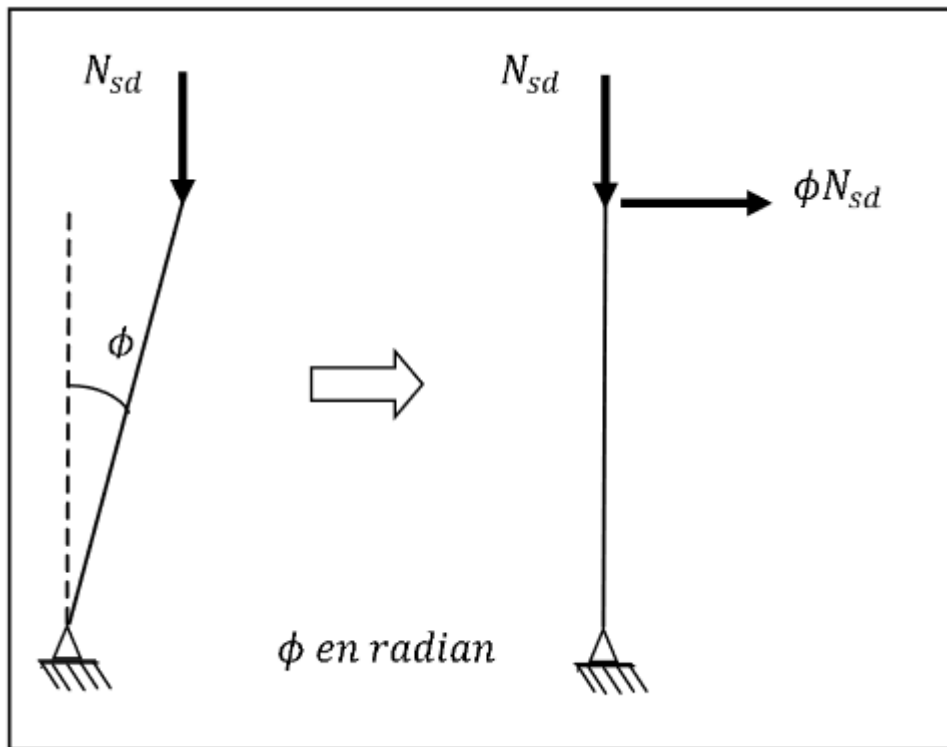


Figure V.7 : Imperfection géométrique.

Avec :

- Heq : 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.

Chapitre V : Etude du portique

On trouve :

- $h=7.2m$: hauteur de la structure.
- $m=2$: nombre de poteaux dans une file.
- $\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (\frac{1}{m})]} = \sqrt{0,5[1 + (\frac{1}{2})]} = 0.866$

$$- \alpha h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{7.2}} = 0.745$$

$$- \phi_0 = \frac{1}{200} = 0.005$$

$$- \phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005 \times 0.745 \times 0.866 = 0.0032$$

V.5.1 Modélisation avec les imperfections :

a) Efforts en pieds de poteaux aux ELU :

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

	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
Combinaisons	H _A	V _A	H _E	V _E	H(KN)	V(KN)
1.35G+1.5N	18.66	35.51	- 18.66	35.51	00.00	71.02
G+1.5V3	- 31.09	- 43.46	- 23.99	-17.22	-55.08	-60.68

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

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

Combinaisons ELU	0.15V	/H/≥0.15/V/
1.35G+1.5N	10.65	NON
G+1.5V3	-9.10	OUI

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 :

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

	Poteau 1		Poteau 2	
Combinaisons	$N_{sd}(KN)$	$H_{eq} = \phi.N_{sd}(KN)$	$N_{sd}(KN)$	$H_{eq} = \phi.N_{sd}(KN)$
1.35G+1.5N	35.51	0.11	35.51	0.11

V.5.2 Calcul des efforts internes additionnels :

a) Effort horizontal en tête du poteau :

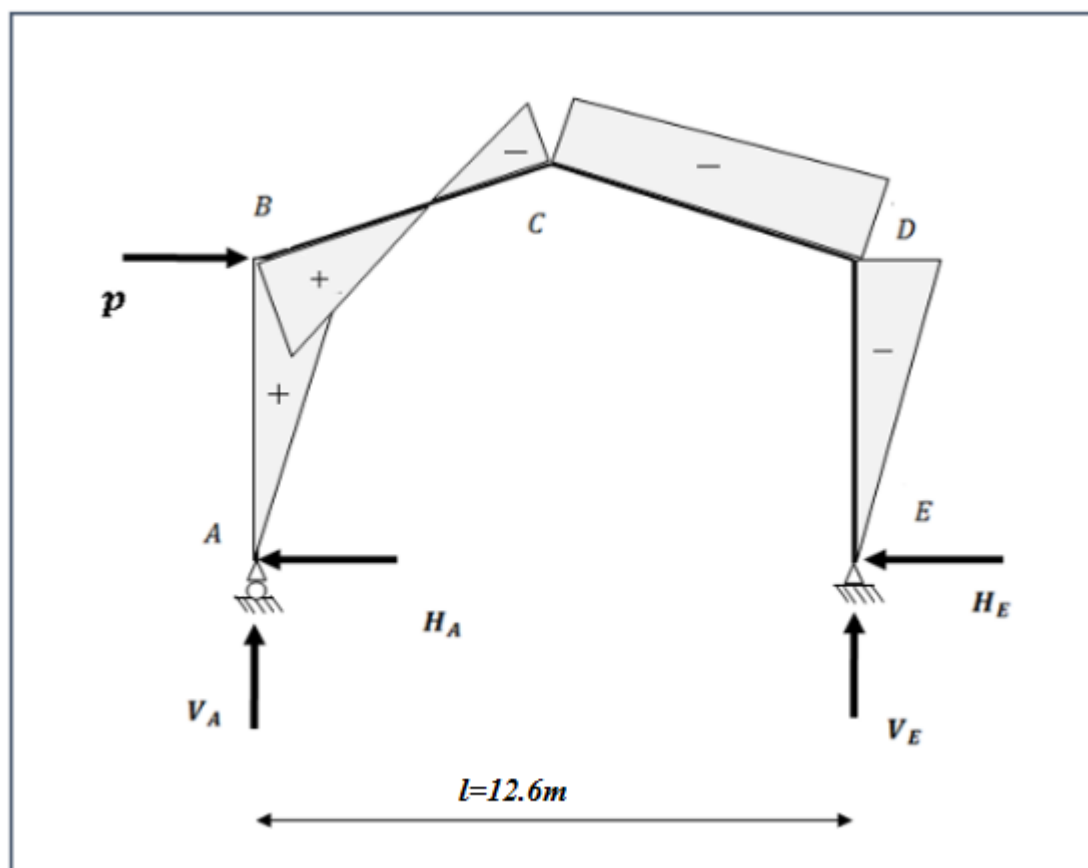


Figure V.8 : Effort horizontal en tête du poteau.

$$P = 2 \times 0.11 = 0.22 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.2 \times (3+2 \times 0.2)}{2 \times 4.068} \right] = 0.5418$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.2 \times (3+2 \times 0.2)}{2 \times 4.068} \right] = 0.4582$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.2}{2} \left[1 - \frac{(1+0.2)(3+2 \times 0.2)}{2 \times 4.068} \right] = 0.0499$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.22}{2} \left[1 + \frac{0.2 \times (3+2 \times 0.2)}{2 \times 4.068} \right] = 0.12 \text{ KN}$$

$$H_E = P - H_A = 0.22 - 0.12 = 0.1 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0.22 \times 6}{12.6} = -0.10$$

$$M_B = \beta Ph = 0.5418 \times 0.22 \times 6 = 0.72 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.4582 \times 0.22 \times 6 = -0.60 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.0499 \times 0.22 \times 6 = -0.07 \text{ kN.m.}$$

V.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de Heq :

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

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	18.66	-18.66	35.51	35.51	-111.86	37.65	-111.86
P	-0.12	-0.1	-0.1	0.1	0.72	-0.07	-0.60
1.35G+1.5N+P	18.54	-18.76	35.41	35.61	-111.14	37.58	-112.46
G+1.5V3	-31.09	-23.99	-43.46	-17.22	186.46	-5.73	21.22

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 1er ordre.
- Si $\alpha_{cr} < 10$ **Structure souple** : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2ème 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 mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

Avec :

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

$N_{sd,p}$: 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

$$R = \frac{I_{1.S}}{I_{2.h}} = \frac{S}{h} = \frac{6.41}{6} = 1.07$$

I : le moment d'inertie de l'IPE 360 suivant l'axe yy (estimé)

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{600^2} = 9357.58 \text{ KN}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{641^2} = 8198.79 \text{ KN}$$

Sous la combinaison 1.35G + 1.5N :

$$N_{sd,t} = 35.51 \sin 10.78 + 18.66 \cos 10.78 = 24.97 \text{ KN}$$

$$N_{sd,p} = 35.51 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{24.97}{8198.79} + (4+3.3 \times 1.07) \left(\frac{35.51}{9357.58} \right) \right] = 0.032 < 0.1$$

➡ Structure rigide

➡ On opte pour la méthode élastique au 1er ordre.

V.7 Pré-dimensionnement de la traverse :

a) Moments sous la combinaison : $1.35G + 1.5N$

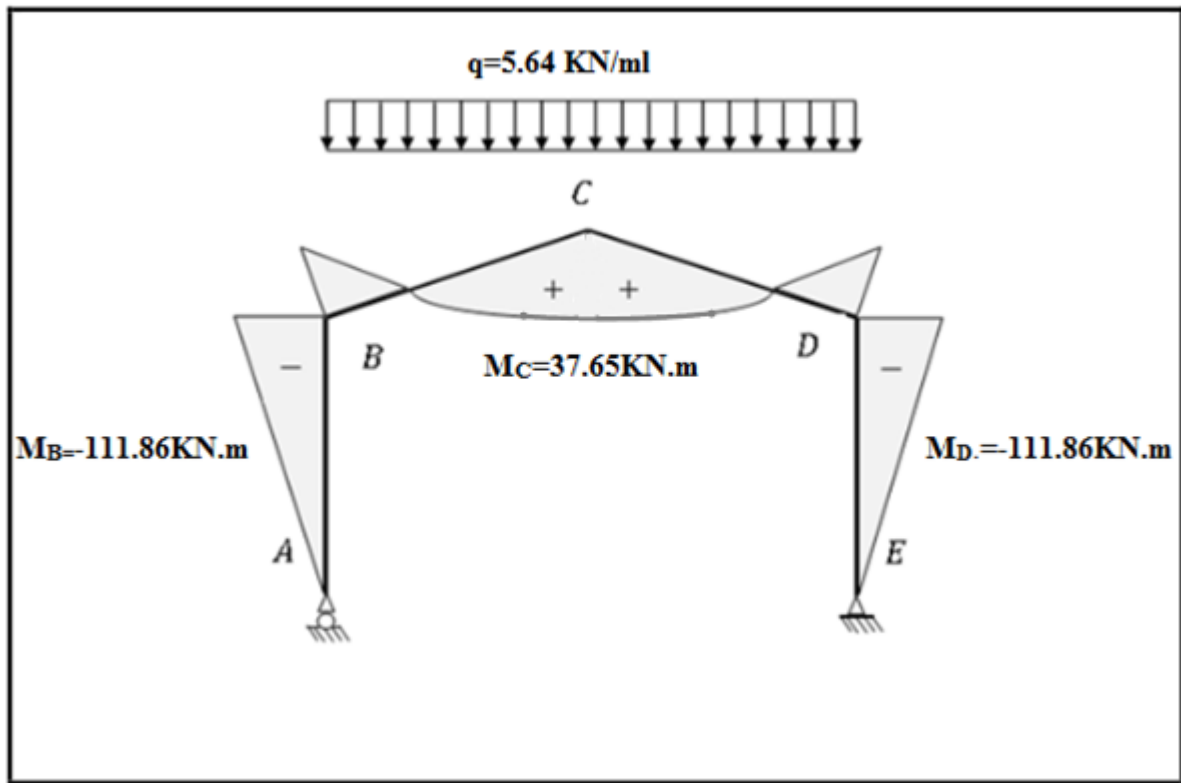


Figure V.9 : Moments sous la combinaison $1.35G + 1.5N$.

b) Moments sous la charge équivalente totale H_{eq} :

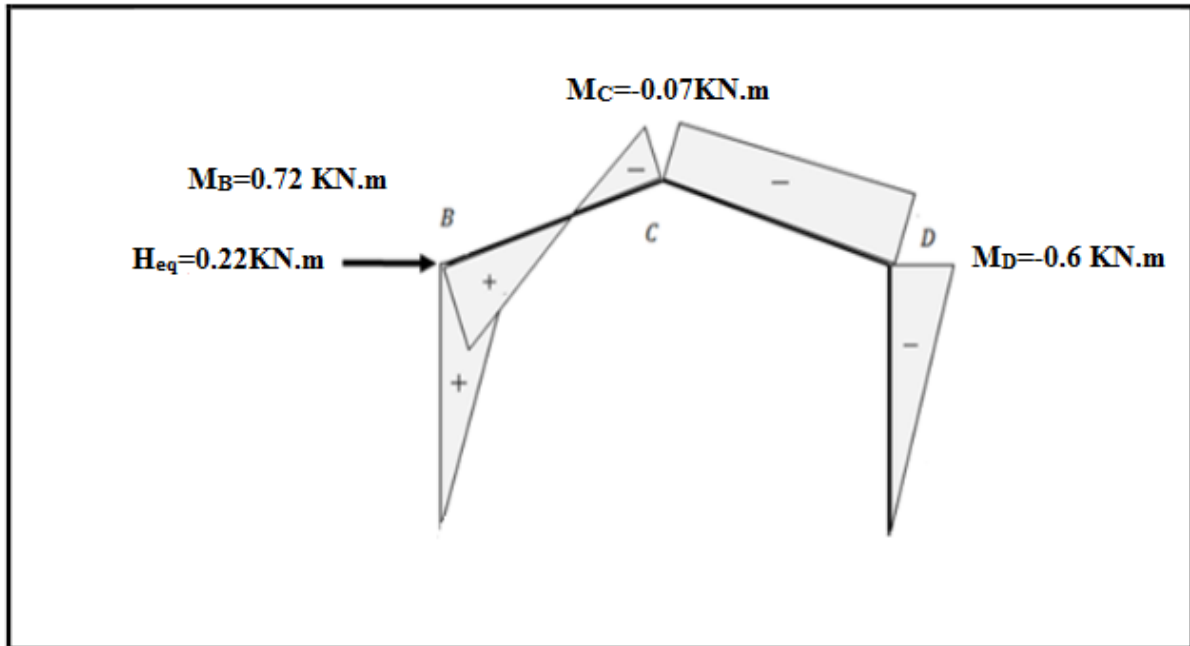


Figure V.10 : Moments sous la charge équivalente totale.

c) Moments maximaux sollicitant la traverse :

• **Action vers le bas : (charges de gravités)**

Sous la combinaison : $1.35G + 1.5N + P$

- Aux appuis : $M_D = -111.86 - 0.6 = -112.46 \text{ kN.m}$

- Au faitage : $M_C = 37.65 - 0.07 = +37.58 \text{ kN.m}$

• **Action vers le haut : (vent de soulèvement)**

Sous la combinaison : $G + 1.5V3$

- Aux appuis : $M_B = +186.46 \text{ kN.m}$

- Au faitage : $M_C = -5.73 \text{ kN.m}$

d) **Calcul préliminaire :**

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma_{M0}} \quad \longrightarrow \quad W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{186.46 \times 1.1 \times 10^2}{27.5} = 745.84 \text{ cm}^3$$

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 faîtage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de : G + N
- La flèche maximale au faîtage est donnée par la formule suivante :

$$y_{max} = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^2 - 48M_B.l^2) \leq \delta_{max} = \frac{l}{200}$$

$$q = G + N = 2.109 + 1.86 = 3.969 \text{ kN/ml}$$

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4$$

$$l = 12.6 \text{ m}$$

$$M_B = 78.76 \text{ kN.m (Sous la combinaison G + N)}$$

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

$$y_{max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270} (5 \times 3.969 \times 10^{-2} \times (1260)^4 - 48 \times 78.76 \times 10^2 \times 1260^2)$$

$$y_{max} = -0.76$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{1260}{200} = 6.3$$

$$\text{Donc : } y_{max} = -0.76 < \frac{1260}{200} = 6.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU :

- Bilan des efforts :(sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

$$M_{y.sd} = 186.46 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 35.61 \sin 10.78 + 18.76 \cos 10.78 = 25.07 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 35.61 \cos 10.78 - 18.76 \sin 10.78 = 31.37 \text{ kN}$$

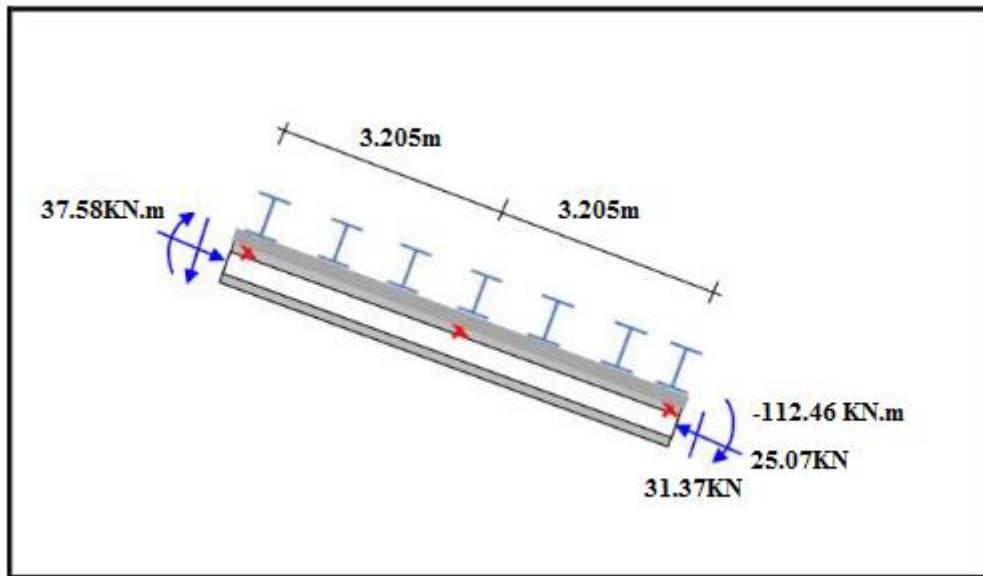


Figure V.11 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU.

- Données concernant l'IPE 360 :

Tableau V.9 : Caractéristiques géométriques de 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

Classe de la section :

– Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b \sqrt{2}}{t_f} \leq 10\epsilon \quad \text{avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{170 \sqrt{2}}{12.7} = 6.69 < 10\epsilon = 9.2 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

– Classe de l'âme :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N s d}{t_w f_y} = \frac{25.07}{0.8 \times 27.5} = 1.14 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{1}{29.86} \left(\frac{29.86 + 1.14}{2} \right) = 0.52 > 0.5$$

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{298.6}{8} = 37.33 \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{396 \times 0.92}{(13 \times 0.52 - 1)} = 63.25 \quad \text{l'âme est de classe 01}$$

Donc la section est de classe 1

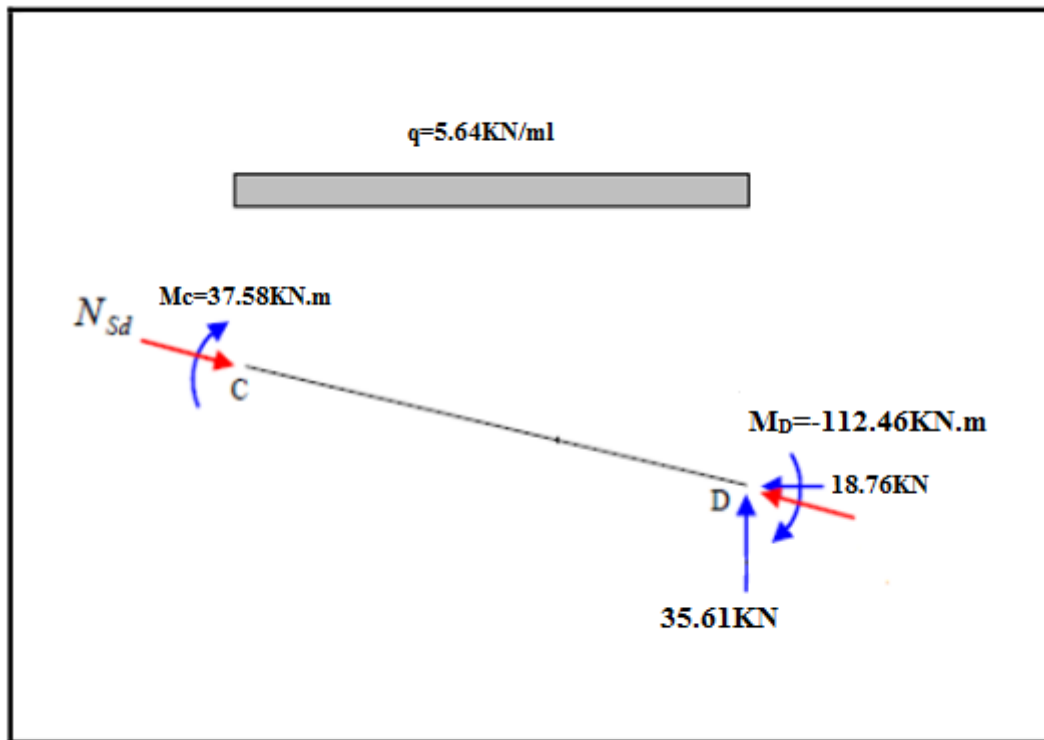


Figure V.12 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU avec prise en compte de Heq.

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

$$V_{z.sd} = 31.37 \text{ kN}$$

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

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{35.1(27.5/\sqrt{3})}{1.1} = 506.62 \text{ KN}$$

$V_{z, sd} = 31.37 \text{ kN} < 0.5V_{pl, Rd} = 253.31 \text{ kN}$ condition vérifiée

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

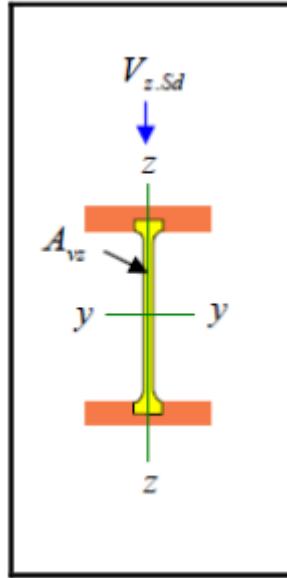


Figure V.13 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.

b) Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl, Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0)$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 25.07 \text{ kN}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.7 \times 27.5}{1.1} = 1817.5 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 1817.5 = 454.38 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 72.7 - 2 \times 17 \times 1.27 = 29.52 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 0.5 \times 29.52 \times 27.5 / 1.1 = 369 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 25.07 \text{ kN} < \text{Min} (0.25 N_{pl, Rd} = 454.38 \text{ KN}; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 369 \text{ KN})$$

$N_{sd} = 25.07 \text{ KN} < 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 369 \text{ KN}$ 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 : $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd}$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 27.5}{1.1} = 25475 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y.sd} = 186.46 \text{ kN.m} = 18646 \text{ kN.cm}$$

$M_{y.sd} = 18646 \text{ kN.cm} < M_{c.Rd} = 25475 \text{ kN.cm}$ condition vérifié.

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 :

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

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{X_{LT} \times M_{ply.Rd}} \leq 1$$

❖ ACTION VERS LE BAS :

a) Vérification vis-à-vis du flambement :

- Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :

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

- Longueur de flambement:

$$l_y = \frac{630}{\cos 10.78} = 641.32 \text{ cm (longueur de la traverse).}$$

➤ Calcul de l'élancement:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{641.32}{15} = 42.75$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{42.75}{86.8} = 0.49$$

➤ 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

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2 \text{ et } t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : courbe a $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.9273$ (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 :

$$l_z = \frac{315}{\cos 10.78} = 320.66 \text{ cm (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent).}$$

➤ Calcul de l'élancement:

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{320.66}{3.79} = 84.61$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{84.61}{86.8} = 0.97$$

➤ 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

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suitant z-z : courbe b $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.6162$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.9273; 0.6162)$$

$$\chi_{min} = 0.6162$$

❖ Calcul du coefficient k_y :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \lambda_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Où : β_{My} , Facteur de moment uniforme équivalent (Eurocode 03).

$$\bullet \beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$$

$$\bullet \beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\bullet \varphi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{37.58}{112.46} = -0.34$$

$$\bullet \beta_{M\varphi} = 1.8 - [0.7(-0.34)] = 2.04$$

$$\bullet MQ = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.64 \times (6.3)^2}{8} = 27.98 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \Delta M = 112.46 + 37.58 = 150.04 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \beta_{MQ} = 1.3 \text{ Cas de charge uniformément répartie.}$$

$$\bullet \beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi}) = 2.04 + \frac{27.98}{150.04} (1.3 - 2.04) = 1.9$$

$$\mu_y = 0.49 (2 \times 1.9 - 4) + \frac{1019 - 904}{904} = 0.03 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{0.03 \times 25.07}{0.9273 \times 72.7 \times 27.5} = 1$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{25.07}{0.6162 \times 1817.5} + \frac{1 \times 112.46}{254.75} = 0.46 < 1 \text{ vérifiée}$$

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'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_x}}{(C1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_x}{r/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

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

[Ma < Mb] : Moments aux extrémités du tronçon

$$Mb = -112.46 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment au point quelconque P :

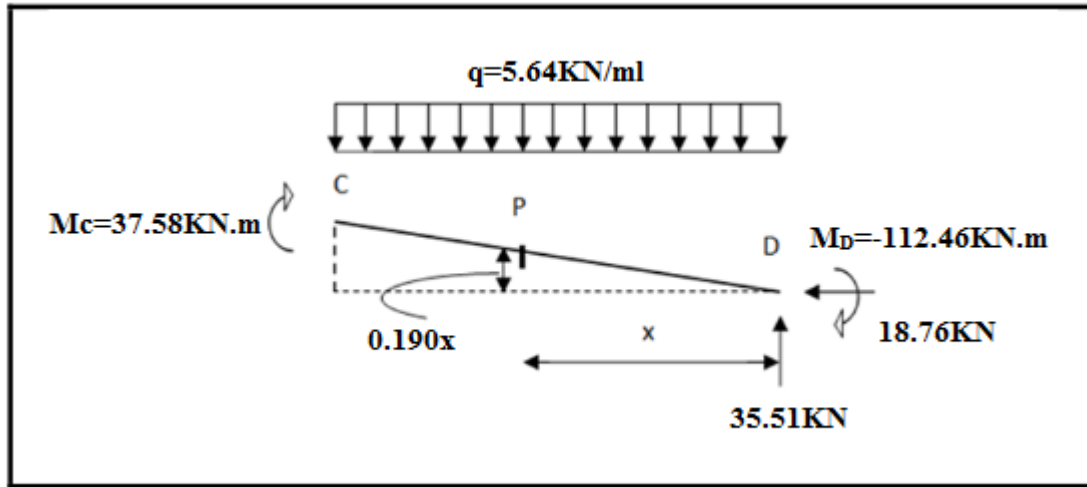


Figure V.14 : Calcul du moment au point quelconque P.

$$\bullet M_p = (35.51x) - (112.46) - [(18.76)(0.19x)] - (5.64 \frac{x^2}{2})$$

$$\bullet M_p = -2.82x^2 + 31.95x - 112.46$$

$$\bullet M_a = (x=3.205m) = -2.82(3.205)^2 + 31.95(3.205) - 112.46$$

$$\bullet M_a = M_p = -39.03 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-39.03}{-112.46} = 0.35$$

$$\bullet C_1 = 1.88 - 1.4(0.35) + 0.52(0.35)^2 = 1.46 < 2.7$$

➤ $l = 3.205 \text{ m}$: longueur de flambement latérale.

➤ $i_z = 3.79 \text{ cm}$

➤ $h = 36 \text{ cm}$

➤ $t_f = 1.27 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{820.5}{3.79}}{(1.46)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{820.5/3.79}{86/1.27} \right)^2 \right]^{0.25}} = 63.83$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{63.83}{86.8} = 0.74 > 0.4 \rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

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

section laminée: $\alpha_{LT}=0.21$

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2$$

courbe de flambement a

$\chi_{LT} = 0.8332$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

• Calcul du coefficient k_{LT} :

Formules tirées de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi^2 \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0.15$. $\beta_{MLT} = 0.15 \leq 0.9$

$$\bullet \beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times (0.35) = 1.56$$

$$\bullet \mu_{LT} = 0.15 \times 0.97 \times 1.56 - 0.15 = 0.08$$

$$\bullet k_{LT} = 1 - \frac{0.08 \times 25.07}{0.6162 \times 72.7 \times 27.5} = 0.99 \leq 1.5$$

• Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} = \frac{25.07}{0.6162 \times 1817.5} + \frac{0.99 \times 112.46}{0.8332 \times 254.75} = 0.56 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ ACTION VERS LE HAUT :

- Bilan des efforts : (sous la combinaison $G + 1.5V3$)

$$M_{y.sd} = 186.46 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -43.46 \sin 10.78 - 31.09 \cos 10.78 = -38.67 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = -43.46 \cos 10.78 + 31.09 \sin 10.78 = -36.88 \text{ kN}$$

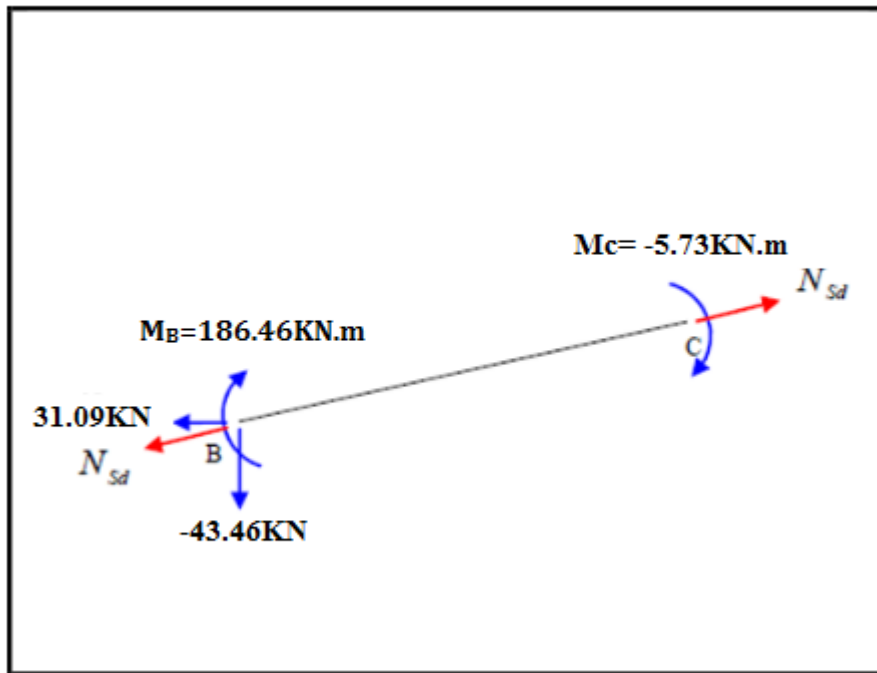


Figure V.15 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.

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 :

$$\frac{M_{y.sd}}{XLT \times M_{pl.y.Rd}}$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

L'élancement réduit sera λ_{LT} sera déterminé par la formule suivante :

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

Où :

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{(C1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec $i_z = 3.79 \text{ cm}$; $h = 36 \text{ cm}$; $t_f = 1.27 \text{ cm}$.

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

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

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

$$M_a = -5.73 \text{ kN} < M_b = 186.46 \text{ kN}$$

$$\psi = \frac{-5.73}{186.46} = -0.031$$

$$C1 = 1.88 - 1.4(-0.031) + 0.52(-0.031)^2 = 1.92 \leq 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{820.5}{3.79}}{(1.92)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{820.5/3.79}{36/1.27} \right)^2 \right]^{0.25}} = 58.67$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{58.67}{86.8} = 0.68 > 0.4 \rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

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

section laminée: $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\frac{h}{b} = \frac{36}{17} = 2.12 > 1.2$$

$\Rightarrow$ courbe de flambement a

$\chi_{LT} = 0.8569$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

• **Vérification au déversement :**

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} = \frac{186.46}{0.8569 \times 254.75} = 0.85 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'élément est vérifiée au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (**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)

$$M_{y.sd} = -112.46 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = +35.61 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = -18.76 \text{ kN}$$

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 :**

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

d) **Flexion composée avec risque de déversement :**

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

✚ 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'élancement:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{15} = 40$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{40}{86.8} = 0.46$$

➤ 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

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2 \text{ et } t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant $y-y$: courbe a $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.9363$ (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 :

$$l_z = 100 \text{ cm (entraxe des lisse)}$$

➤ Calcul de l'élancement:

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{3.79} = 26.39$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{26.39}{86.8} = 0.30$$

➤ 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

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2 \text{ et } t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant z-z : courbe b $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.9641$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.9363; 0.9641)$$

$$\chi_{min} = 0.9363$$

❖ Calcul du coefficient k_y :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

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 (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 ce cas le tronçon de barre pour le calcul β_{Mz} ne peut être le même que β_{My} .

$$\bullet \varphi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{0}{112.46} = 0$$

$$\bullet \beta_{My} = \beta_{M\varphi} = 1.8$$

$$\mu_y = 0.46 (2 \times 1.8 - 4) + \frac{1019 - 904}{904} = -0.057 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.057 \times 35.61}{0.9363 \times 72.7 \times 27.5} = 1.001 < 1.5$$

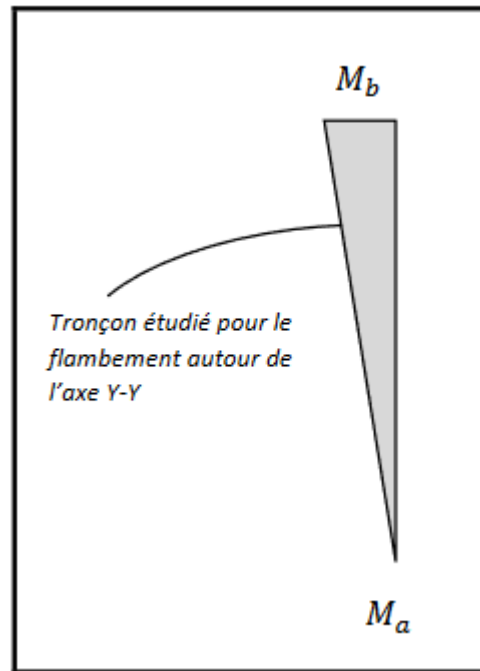


Figure V.16 : Moments en tête et en pied du poteau.

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pLRd}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{M_{pl, y, Rd}} = \frac{35.61}{0.9363 \times 1817.5} + \frac{1.001 \times 112.46}{254.75} = 0.46 < 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

🚦 **vérification vis-à-vis du déversement :**

• **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT} :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

• **Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{(C1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

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

$$[M_a < M_b]$$

$$M_b = -112.46 \text{ kN.m}$$

$$M_a = M_{y.sd}(h=4\text{m}) = \frac{112.46 \times 4}{6} = 74.97 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{74.97}{112.46} = 0.67$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(0.67) + 0.52(0.67)^2 = 1.18 \leq 2.7$$

$$\triangleright l = 200 \text{ cm}$$

$$\triangleright i_z = 3.97 \text{ cm}$$

$$\triangleright h = 36 \text{ cm}$$

$$\triangleright t_f = 1.27 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{200}{3.79}}{(1.18)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/3.79}{36/1.27} \right)^2 \right]^{0.25}} = 46.68$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{46.68}{86.8} = 0.54 > 0.4 \rightarrow \text{il y a un risque de déversement.}$$

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

section laminée: $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2$$

courbe de flambement a

$\chi_{LT} = 0.9114$ (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 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_{LT} \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0.15 \lambda \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$

$$\bullet \beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times (0.67) = 1.33$$

$$\bullet \mu_{LT} = 0.15 \times 0.3 \times 1.33 - 0.15 = -0.09$$

$$\bullet k_{LT} = 1 - \frac{-0.09 \times 35.61}{0.9641 \times 72.7 \times 27.5} = 1.002 \leq 1.5$$

• **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,sd}}{X_{LT} M_{ply,Rd}} = \frac{35.61}{0.9641 \times 1817.5} + \frac{1.002 \times 112.46}{0.9114 \times 254.75} = 0.51 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

CONCLUSION :

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (**I'PE 360**) est adéquat et convient comme poteau du portique.

Chapitre VI : 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 :

Les 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.

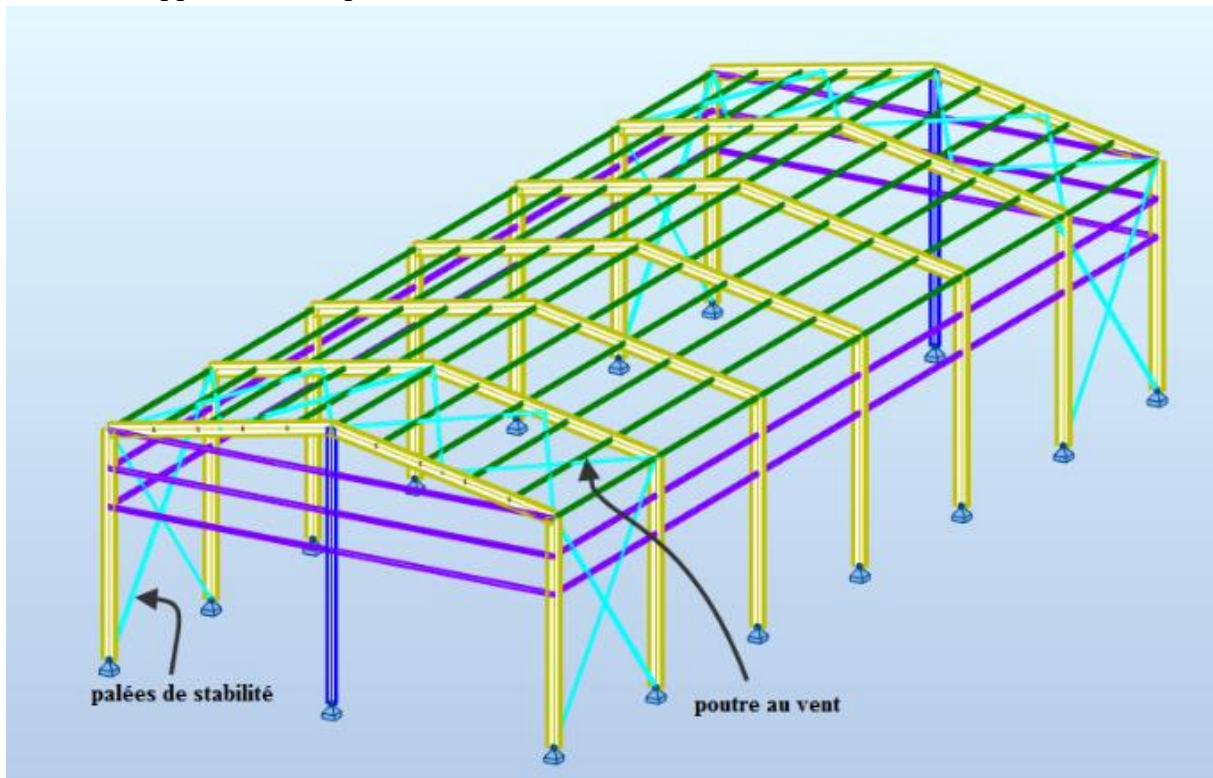


Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.

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**).

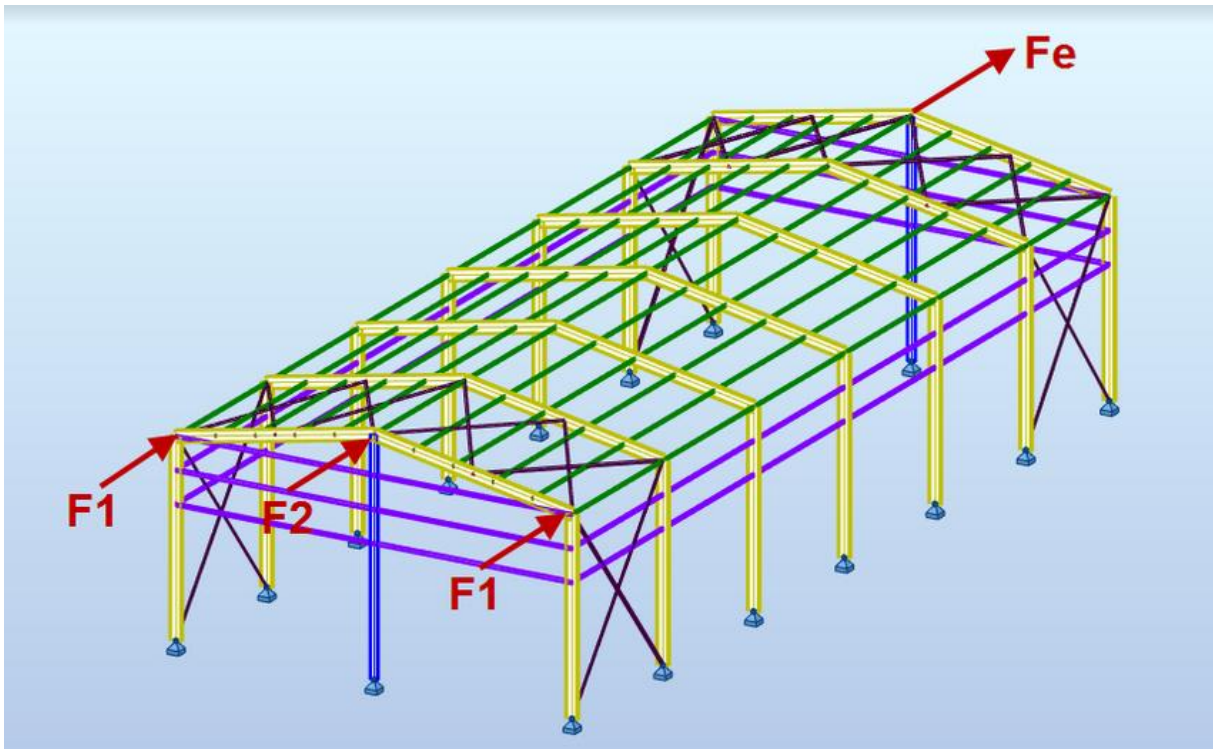


Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons.

VI.2.2- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

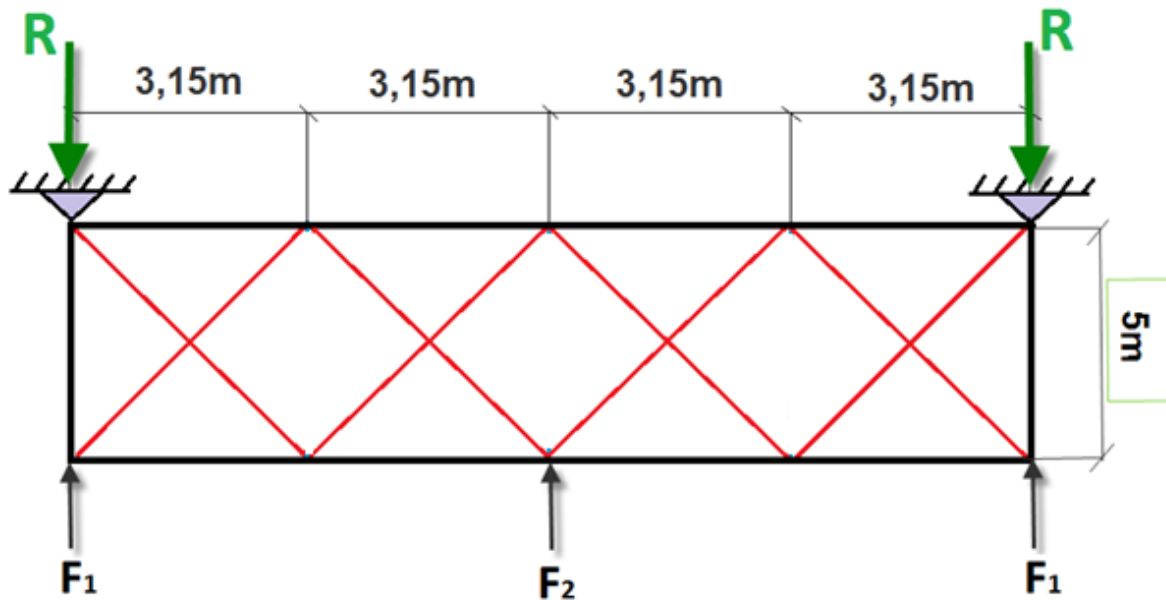


Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent.

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 :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.929 = 72.34 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_{ex} = 1.929$$

– La pression du vent :

$$V = p_h = C_d \times q_h \times \Sigma C_r = 1 \times 72.34 \times 1.1 = 79.57 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_d = 1$$

– On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) :

$$F_{fr} = 351.87 \text{ daN. (chapitre 02)}$$

– Les hauteurs h :

$$h_1 = 6.00 \text{ m; } h_2 = 7.2 \text{ m.}$$

a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{f_{fr}}{4} = \left(79.57 \times \frac{6}{2} \times \frac{12.6}{4} \right) + \frac{351.87}{4} = 839.90 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{2} \right) + \frac{f_{fr}}{2} = \left(79.57 \times \frac{7.2}{2} \times \frac{12.6}{2} \right) + \frac{351.87}{2} = 2388.82 \text{ daN}$$

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.

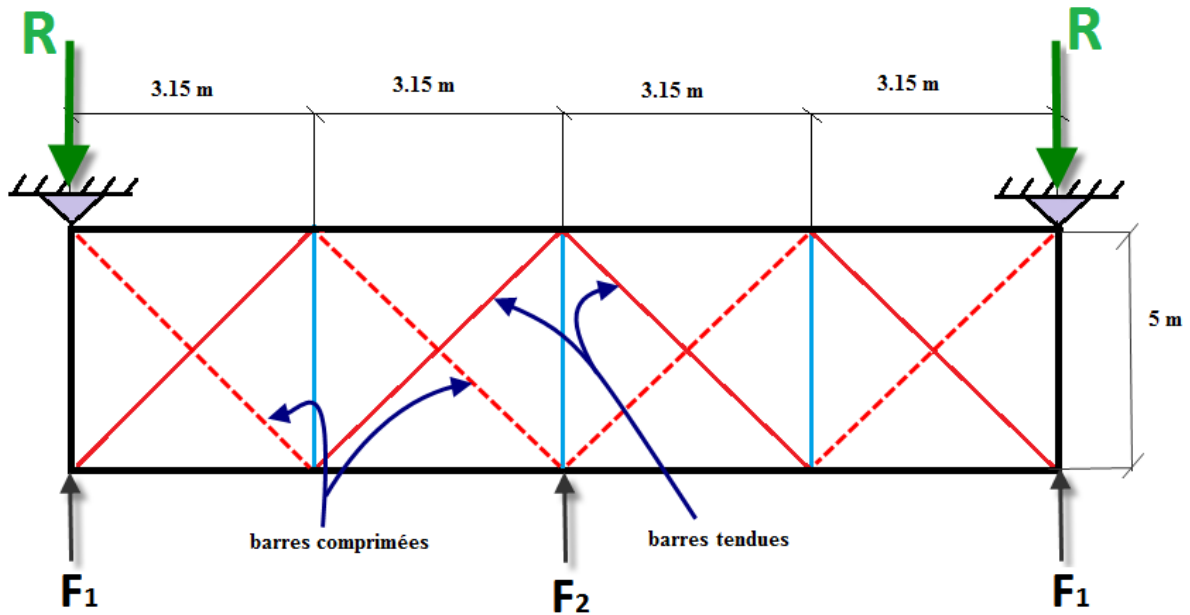


Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

Par la méthode des coupures :

On établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

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

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2 \times F_1 + F_2}{2} = \frac{2 \times 839.90 + 2388.82}{2} = 2034.31 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{3.15}{5} = 0.63$$

$$\text{Arctg} = 32.21^\circ$$

$$\text{D'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{2034.31 - 839.90}{\cos 32.21} = 1411.67 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 2117.51 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 21.18 \text{ KN}$$

c) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl}, R_d = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{21.18 \times 1.1}{27.5} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Calcul des contreventements

On opte pour une cornière isolée de L40×40×5 d'une section $A = 2.97 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

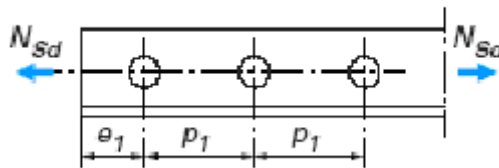
– Section nette :

$$A_{\text{nette}} = 2.97 - 0.5 \times 1.3 = 2.32 \text{ cm}^2$$

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

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{\text{net}} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$



Où β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Tableau VI.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

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

Exemple :

Attache de 3 boulons et plus : $p = 100 \text{ mm}$; $e = 25 \text{ mm}$

$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$ avec : $d_0 = 13 \text{ mm}$: diamètre des trous

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{\text{net}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 2.32 \times 3600}{1.25}$$

$$N_{u,Rd} = 46.77 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 21.18 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 46.77 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Conclusion :

Une cornière isolée de L40×40×5 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 :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.Rd}}\right]^{\beta} < 1$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 2750}{1.1} = 50250 \text{ daN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 27.50}{1.1} = 3100 \text{ daNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 27.50}{1.1} = 652.5 \text{ daNm}$$

- Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (calcul des pannes chapitre 3)

G = 30.8 daN/ml

N = 44.64 daN/ml

Compression : (calcul des contreventements)

V = F2 = 990.29 daN

Combinaison de charge :

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35(30.8) + 1.35(44.64) = 101.84 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 101.84 \times \cos(10.78) = 100.04 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd}}{8} \times l^2 = \frac{100.04}{8} \times (5)^2 = 312.63 \text{ daN.ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 101.84 \times \sin(10.78) = 19.05 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd}}{8} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2 = \frac{19.05}{8} \times \left(\frac{5}{2}\right)^2 = 14.88 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 (990.29) = 1336.89 \text{ daN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, Rd}} = \frac{1336.89}{50250} = 0.027 \text{ donc } \beta = 5n = 0.14$$

b) Vérification s'il y a présence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl, Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1336.89 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 50250 = 12562.5 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 7.96 \times 2750 / 1.1 = 9950 \text{ daN}$$

$$\text{Min} (0.25 N_{pl, Rd} = 12562.5 ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 9950 \text{ daN}) = 9950 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1336.89 \text{ daN} < 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 9950 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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 :

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl, y, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{pl, z, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

$$\left[\frac{312.63}{3100} \right]^2 + \left[\frac{14.88}{652.5} \right]^{0.14} = 0.59 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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.

Chapitre VI : Calcul des contreventements

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 = 30.8 daN /ml : Charge permanente

V = -215.98 daN /ml : Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)

V' = F2 = 2388.82 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 :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min}.N_{pl}.R_d} + \frac{K_y.M_{y, sd}}{M_{ply}.R_d} + \frac{K_z.M_{z, sd}}{M_{plz}.R_d} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z.N_{pl}.R_d} + \frac{K_{LT}.M_{y, sd}}{X_{LT}.M_{ply}.R_d} + \frac{K_z.M_{z, sd}}{M_{plz}.R_d} \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl,z}, R_d = 652.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y}, R_d = 3100 \text{ daN.m}$$

Charge de flexion : (chapitre 3 calcul des pannes : vérification au déversement)

$$Q_{z, sd} = -293.71 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = 917.84 \text{ daN.ml}$$

$$Q_{y, sd} = 27.98 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z, sd} = 21.86 \text{ daN.ml}$$

Charge de compression : (calcul des contreventements)

$$N_{sd} = 1.5V' = 3583.23 \text{ daN}$$

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

- Longueur de flambement:

$$l_y = 500 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'élancement:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{500}{6.58} = 75.99$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{75.99}{86.8} = 0.88$$

➤ 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

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \text{ et } t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : courbe a $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.7470$ (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 :

$$l_z = 250 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'élancement:

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{250}{1.84} = 135.88$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{27.50} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = [\beta A]^{0.5} ; \beta A = 1 \text{ (section 1,2 et 3).}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{135.88}{86.8} = 1.57$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \text{ et } t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant z-z : courbe b $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.3177$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

Chapitre VI : Calcul des contreventements

$$\chi_{min} = \min (0.7470; 0.3177)$$

$$\chi_{min} = 0.3177$$

➤ Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{(C1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{250}{1.84}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{250/1.84}{16/7.4} \right)^2 \right]^{0.25}} = 34.04$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{34.04}{86.8} = 0.39 < 0.4 \rightarrow \text{il y a pas un risque de déversement.}$$

Courbe a $\alpha = 0.21$

$$\chi_{LT} = 0.9554 < 1 \dots\dots\dots (\text{Tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a}).$$

➤ Calcul du coefficients k_y :

- β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.88 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{124 - 109}{109} = -1.09 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1.09 \times 3583.23}{0.7470 \times 20.1 \times 2750} = 1.09 < 1.5$$

➤ 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 : $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \overline{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.57 \times 1.3 - 0.15 = 0.16 < 1.5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.16 \times 3583.23}{0.7470 \times 20.1 \times 2750} = 0.99 < 1.5$$

➤ Calcul du coefficients k_z :

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{Mz} = 1.3$

$$\mu_z = \overline{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.57 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{26.1 - 16.7}{16.7} = -1.64 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1.64 \times 3583.23}{0.3177 \times 20.1 \times 2750} = 1.33 < 1.5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min}.N_{pl}.R_d} + \frac{K_y.M_{y.s.d}}{M_{ply}.R_d} + \frac{K_z.M_{z.s.d}}{M_{plz}.R_d} < 1$$

$$\frac{3583.23}{0.3177 \times 50250} + \frac{1.09 \times 917.84}{3100} + \frac{1.33 \times 21.86}{652.5} = 0.59 < 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE 160** 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.

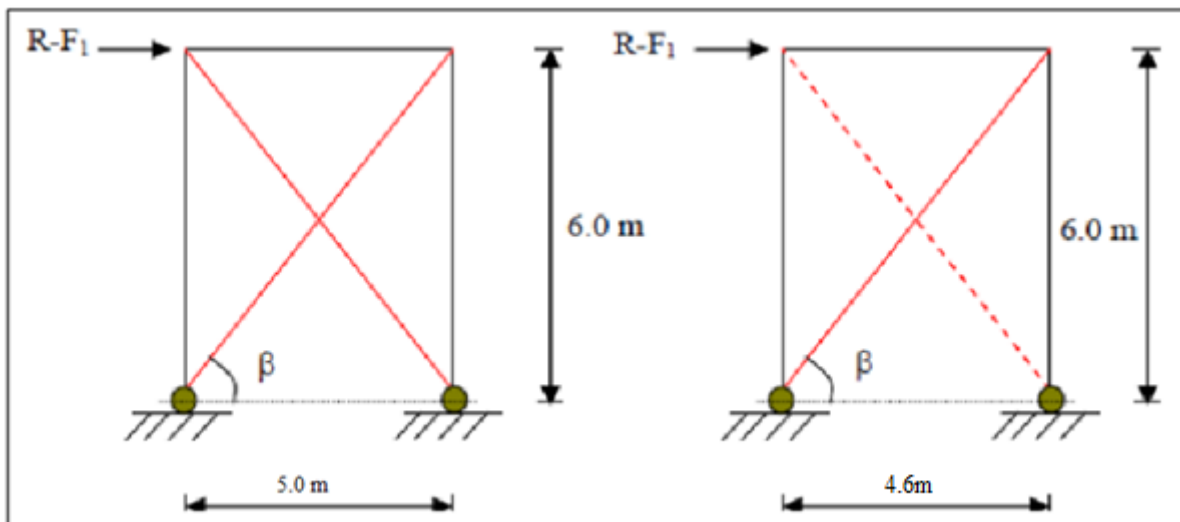


Figure VI.5 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Par la méthode des coupures :

a) Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cdot \cos \beta = R - F1$$

$$\text{Avec : } R = 915.09 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{6}{5} = 1.2 \quad \longrightarrow \quad \text{Arctg} \beta = 50.19^\circ$$

$$\text{D'où : } N = \frac{R - F1}{\cos \beta} = \frac{915.09 - 419.95}{\cos 50.19^\circ} = 773.36 \text{ daN}$$

$$N = 773.36 \text{ daN}$$

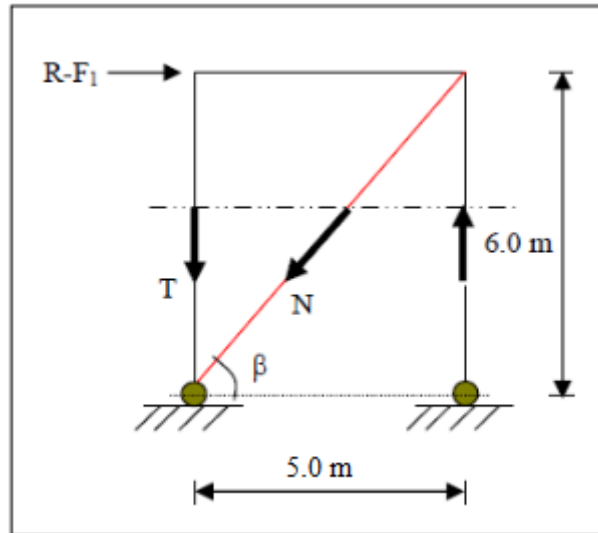


Figure VI.6 : Effort de traction dans la diagonale tendue.

b) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 773.36$$

$$N_{sd} = 1160.04 \text{ daN} = 11.60 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{11.60 \times 1.1}{27.5} = 0.464 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 40×40×5 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit L40×40×5 (A =2.97cm²)

$$\text{Section nette : } A_{\text{nette}} = 2.97 - 0.5 \times 1.3 = 2.32 \text{ cm}^2$$

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

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 1.62 \times 3600}{1.25} = 32.66 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 11.60 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 32.66 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

CONCLUSION :

Une cornière isolée de **L40×40×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.



Chapitre VII : Vérifications des éléments

VIII-1 Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VIII-2 Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide de logiciel ROBOT.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré dimensionné puis on introduit les charge permanente, les surcharge d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail :

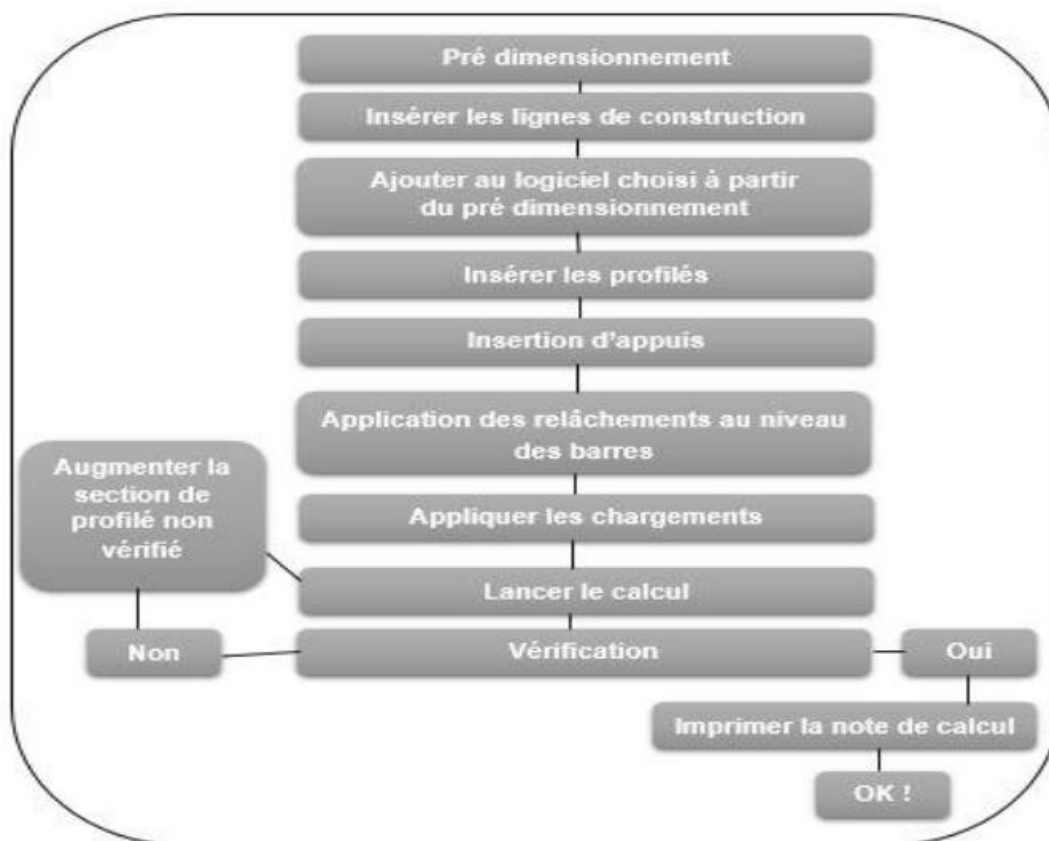


Figure VIII-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT.

Chapitre VII : Vérifications des éléments

VIII-3-2 Profilé :

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des éléments utilisé

Pannes	IPE 160
Lisses de bardages	UPN 120
Potelets	IPE 240
Poteaux	IPE 360
Traverses	IPE 360

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 Poteau

PIECE: 17 號

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 1,35G+1,5V(Long-pan) 1*1.35+9*1.50

MATERIAU:

ACIER fy = 2750.00 daN/cm²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.000 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.000 cm	Ay=4.9e+01 cm ²	Az=3.5e+01 cm ²	Ax=7.3e+01 cm ²
tw=0.800 cm	Iy=1.6e+04 cm ⁴	Iz=1.0e+03 cm ⁴	Ix=3.7e+01 cm ⁴
tf=1.270 cm	Wply=1.0e+03 cm ³	Wplz=1.9e+02 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1248.32 daN	My,Ed = 5745.55 daN*m	Mz,Ed = 1073.96 daN*m	Vy,Ed = 1311.76 daN
Nc,Rd = 170915.50 daN	My,Ed,max = 5745.55 daN*m		Mz,Ed,max = 1073.96
daN*m	Vy,T,Rd = 65482.74 daN		
Nb,Rd = 83526.81 daN	My,c,Rd = 23950.03 daN*m		Mz,c,Rd = 4490.85 daN*m
	Vz,Ed = -3228.61 daN		
	MN,y,Rd = 23950.03 daN*m		MN,z,Rd = 4490.85 daN*m
	Vz,T,Rd = 47319.44 daN		
			Tt,Ed = -11.79 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.000 m	Lam_y = 0.30
Lcr,y = 4.200 m	Xy = 0.98
Lamy = 28.08	ky = 1.00



en z:

Lz = 6.000 m	Lam_z = 1.18
Lcr,z = 4.200 m	Xz = 0.49
Lamz = 110.88	kyz = 0.69

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.30 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Chapitre VII : Vérifications des éléments

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 28.08 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 110.88 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_L T \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_L T \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 Traverse

PIECE: 18 號 H 鋼

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

6.413 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 1,35G+1,5E 1*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 2750.00$ daN/cm²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.000 cm

$g_{M0}=1.00$

$g_{M1}=1.00$

b=17.000 cm

$A_y=4.9e+01$ cm²

$A_z=3.5e+01$ cm²

$A_x=7.3e+01$ cm²

tw=0.800 cm

$I_y=1.6e+04$ cm⁴

$I_z=1.0e+03$ cm⁴

$I_x=3.7e+01$ cm⁴

tf=1.270 cm

$W_{ply}=1.0e+03$ cm³

$W_{plz}=1.9e+02$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -1155.43$ daN

$M_{y,Ed} = -1405.04$ daN*m

$M_{z,Ed} = -162.55$ daN*m

$V_{y,Ed} = 1291.62$ daN

$N_{t,Rd} = 170915.50$ daN
daN*m

$M_{y,pl,Rd} = 23950.03$ daN*m

$M_{z,pl,Rd} = 4490.85$

$V_{y,T,Rd} = 38983.43$ daN

$M_{y,c,Rd} = 23950.03$ daN*m

$M_{z,c,Rd} = 4490.85$ daN*m

$V_{z,Ed} = -1240.33$ daN

$M_{N,y,Rd} = 23950.03$ daN*m

$M_{N,z,Rd} = 4490.85$ daN*m

$V_{z,T,Rd} = 36559.47$ daN

$M_{b,Rd} = 15330.93$ daN*m

$T_{t,Ed} = -327.39$ daN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

$M_{cr} = 23092.19$ daN*m

Courbe,LT -

$X_{LT} = 0.61$

$L_{cr,low} = 6.413$ m

$\lambda_{m_LT} = 1.02$

$\eta_{LT} = 1.14$

$X_{LT,mod} = 0.64$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

Chapitre VII : Vérifications des éléments

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.82 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.51 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 Pannes

PIECE: 128 panne et lisse_128

POINT: 4

COORDONNEE: x = 0.50 L =

2.500 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 1,35G+1,5E 1*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 2750.00$ daN/cm²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

h=16.000 cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
b=8.200 cm	$A_y=1.4e+01$ cm ²	$A_z=9.7e+00$ cm ²	$A_x=2.0e+01$ cm ²
tw=0.500 cm	$I_y=8.7e+02$ cm ⁴	$I_z=6.8e+01$ cm ⁴	$I_x=3.6e+00$ cm ⁴
tf=0.740 cm	$W_{ply}=1.2e+02$ cm ³	$W_{plz}=2.6e+01$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 106.03$ daN	$M_{y,Ed} = 457.54$ daN*m	$M_{z,Ed} = 87.15$ daN*m
$N_{c,Rd} = 47211.50$ daN	$M_{y,Ed,max} = 457.54$ daN*m	$M_{z,Ed,max} = 87.15$ daN*m
$N_{b,Rd} = 17175.54$ daN	$M_{y,c,Rd} = 2910.71$ daN*m	$M_{z,c,Rd} = 613.35$ daN*m
	$M_{N,y,Rd} = 2910.71$ daN*m	$M_{N,z,Rd} = 613.35$ daN*m
	$M_{b,Rd} = 2136.27$ daN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	$M_{cr} = 3840.49$ daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.70
$L_{cr,upp} = 2.500$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.87$	$f_{i,LT} = 0.98$	XLT,mod = 0.73

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 5.000$ m	$\lambda_{m,y} = 0.40$
$L_{cr,y} = 2.500$ m	$X_y = 0.95$
$\lambda_{my} = 38.01$	$k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 5.000$ m	$\lambda_{m,z} = 1.44$
$L_{cr,z} = 2.500$ m	$X_z = 0.36$
$\lambda_{mz} = 135.58$	$k_{yz} = 0.78$

flambement par torsion:

Courbe,T=b	$\alpha_{T,b} = 0.34$
$L_{t,b} = 2.500$ m	$f_{i,T,b} = 0.85$
$N_{cr,T,b} = 90906.96$ daN	$X_{T,b} = 0.77$

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b	$\alpha_{T,b} = 0.34$
$N_{cr,y} = 288272.83$ daN	$f_{i,TF,b} = 0.85$
$N_{cr,TF} = 90906.96$ daN	$X_{T,b} = 0.77$

Chapitre VII : Vérifications des éléments

Lam_T=0.72

Nb,T,Rd=36443.45 daN

Lam_TF=0.72

Nb,TF,Rd=36443.45 daN

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.17 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 38.01 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 135.58 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.01 < 1.00$ (6.3.1)

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.21 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.33 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.26 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 Potelet

PIECE: 266 potelet_266
0.000 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 1,35G+1,5V(pinoge) 1*1.35+8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 2750.00$ daN/cm²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240

$h = 24.000$ cm	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 12.000$ cm	$A_y = 2.7e+01$ cm ²	$A_z = 1.9e+01$ cm ²	$A_x = 3.9e+01$ cm ²
$t_w = 0.620$ cm	$I_y = 3.9e+03$ cm ⁴	$I_z = 2.8e+02$ cm ⁴	$I_x = 1.3e+01$ cm ⁴
$t_f = 0.980$ cm	$W_{ply} = 3.7e+02$ cm ³	$W_{plz} = 7.4e+01$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 2791.59$ daN	$M_{y,Ed} = -4796.69$ daN*m	$M_{z,Ed} = 3.05$ daN*m	$V_{y,Ed} = 1.16$ daN
$N_{c,Rd} = 91932.00$ daN	$M_{y,Ed,max} = -4796.69$ daN*m		$M_{z,Ed,max} = -4.70$ daN*m
	$V_{y,T,Rd} = 37056.05$ daN		
$N_{b,Rd} = 19374.98$ daN	$M_{y,c,Rd} = 8616.28$ daN*m	$M_{z,c,Rd} = 1737.12$ daN*m	$V_{z,Ed} = 2873.45$ daN
	$M_{N,y,Rd} = 8616.28$ daN*m		$M_{N,z,Rd} = 1737.12$ daN*m
	$V_{z,T,Rd} = 25976.96$ daN		
			$T_{t,Ed} = 0.05$ daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.200$ m	$\lambda_{y} = 0.54$
$L_{cr,y} = 5.040$ m	$X_y = 0.91$
$\lambda_{my} = 50.53$	$k_{yy} = 1.03$



en z:

$L_z = 7.200$ m	$\lambda_{z} = 1.99$
$L_{cr,z} = 5.040$ m	$X_z = 0.21$
$\lambda_{mz} = 187.18$	$k_{yz} = 0.75$

Chapitre VII : Vérifications des éléments

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 50.53 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 187.18 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

lisse

Chapitre VIII : 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 fondamentaux 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 connexions boulonnées HR.

Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement (μ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

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.

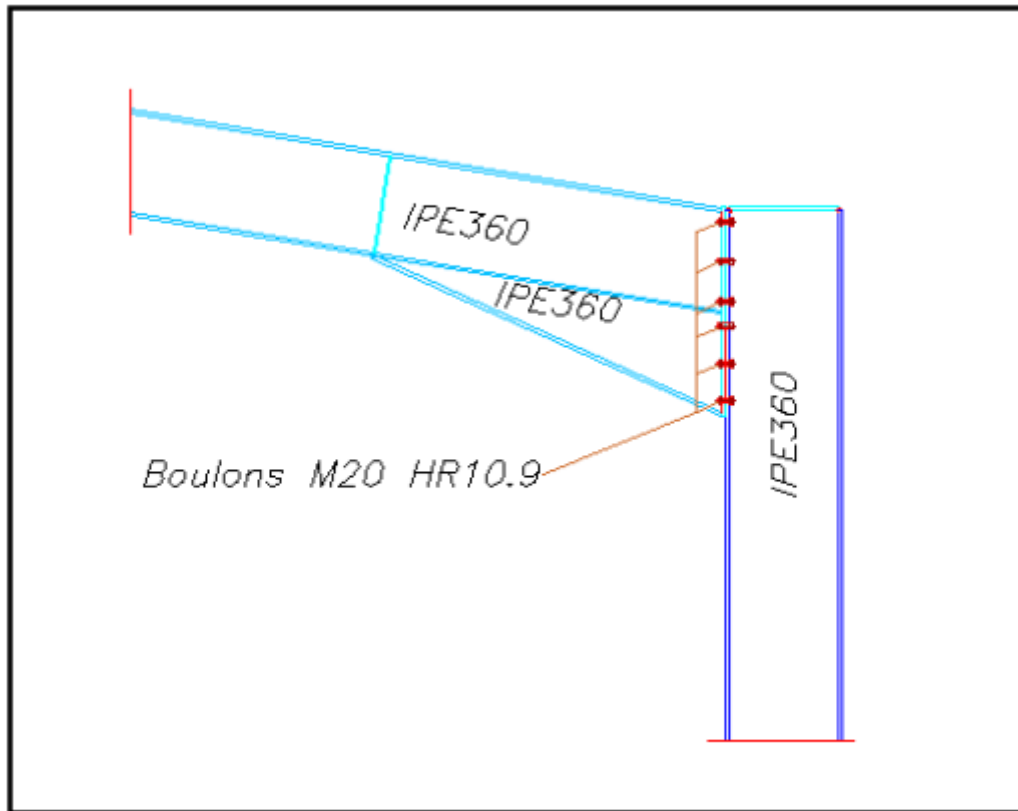


Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-travers.

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 à 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 ($1.35G + 1.5N + P$).

$$M_{sd} = -112.46 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = -18.76 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 35.61 \text{ kN}$$

VII.3.3 les composants de l'assemblage :

- Poteau en IPE 360.
- Poutre IPE 360.

- Jarret IPE 360.
- Platine 730 × 270 × 20

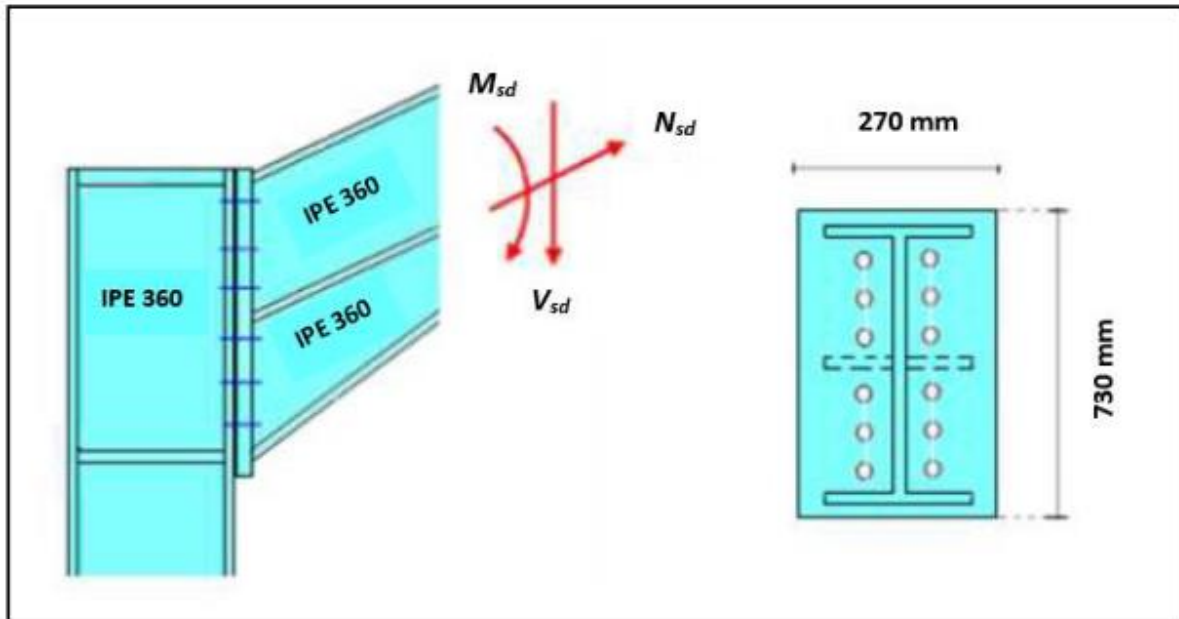


Figure VII.2 : détails d'assemblage.

VII.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Poutre IPE 360:

$t_{fb} = 12.7 \text{ mm}$; $t_{wb} = 8 \text{ mm}$; $b_b = 170 \text{ mm}$

$$x = 12.7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 58.54 \text{ mm}$$

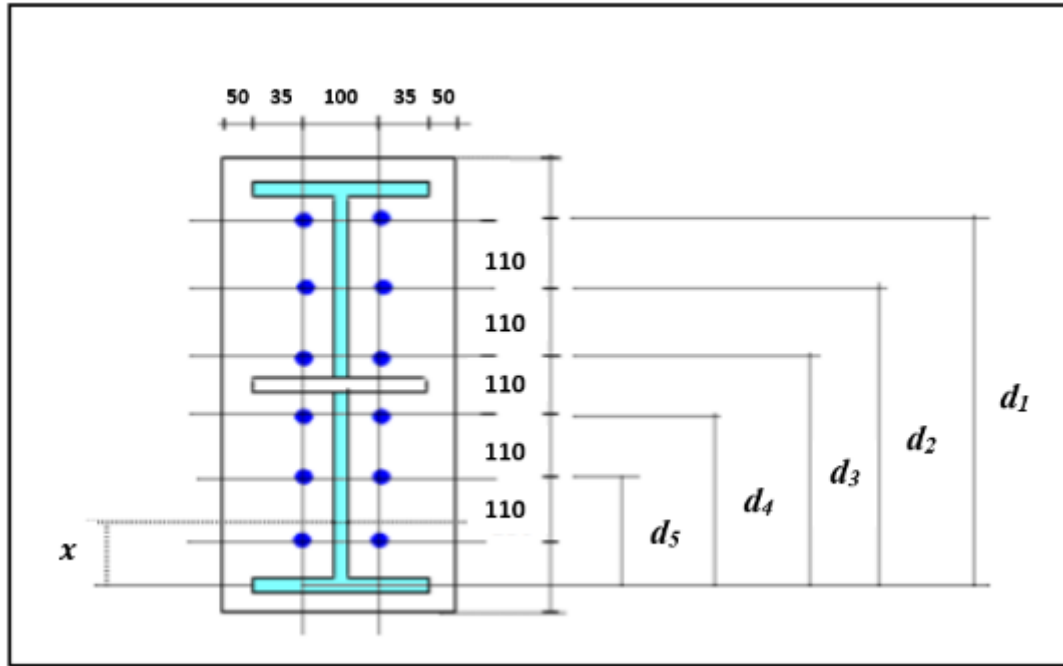


Figure VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

Avec :

$d_1 = 628.65 \text{ mm}$,

$d_2 = 518.65 \text{ mm}$,

$d_3 = 408.65 \text{ mm}$,

$d_4 = 298.65 \text{ mm}$,

$d_5 = 188.65 \text{ mm}$.

VII.3.5 Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \longrightarrow N_1 = \frac{M_{Rd} d_1}{\sum d_i^2}$$

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.

- 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 : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$\sum d_i^2 = (188.65^2 + 298.65^2 + 408.65^2 + 518.65^2 + 628.65^2) = 955974.11 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 955974.11 \times 10^{-3}}{628.65} = 521.59 \text{ kN}$$

$M_{sd} = 112.46 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 521.59 \text{ kN.m}$ condition vérifiée.

VII.3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{18.76}{12} = 1.56 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1.0$: trou normal (Eurocode 3)

$m = 1.0$: un plan de frottement

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (Eurocode3)

F_p : Précontrainte de calcul (Eurocode 3)

$$V_{rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$\frac{V_{sd}}{n} = 1.56 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN}$ condition vérifiée.

VII.3.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

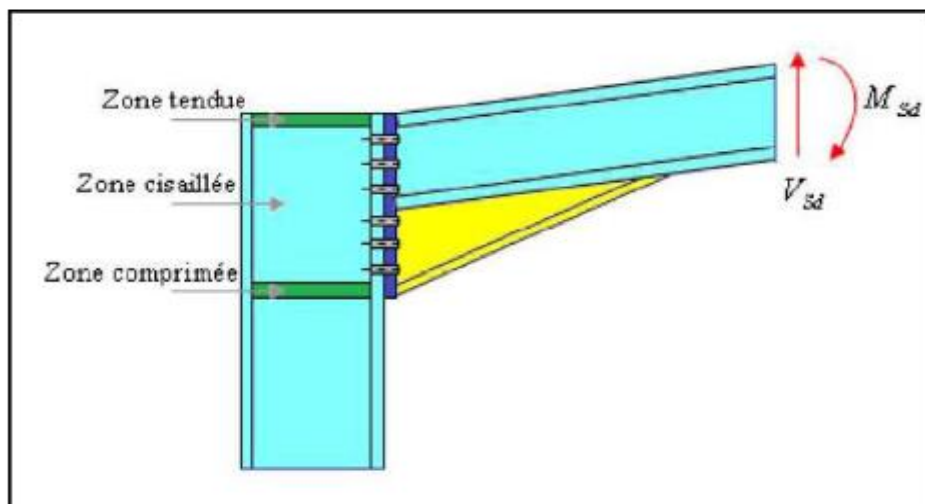


Figure VII.4: Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t.rd}$$

a) **Résistance à la traction :**

$$\text{Avec : } F_{t.rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$F_{t.rd}$: 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)

$$F_{t.rd} = 0.8 \times 11 \times \frac{27.5}{1.1} = 220 \text{ KN}$$

b) **Efforts de cisaillement vaut :**

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{112.46}{0.36 - 0.0127} = 323.81 \text{ KN}$$

$$F_v = 323.81 \text{ kN} > F_{t.rd} = 220 \text{ kN}$$

D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 15 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 $F_{c.rd}$:**

$$F_{c.rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_f b + 2ap\sqrt{2} + 5(t_f c + rc) + 2tp$$

$$\text{Lorsque : } \sigma_{c.sd} \leq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.0$$

$$\text{Lorsque : } \sigma_{c.sd} > 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{18.76}{72.7} + \frac{112.46 \times 10^2 \times 1.8}{16270} = 1.5 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Et : } 0.7f_y = 0.7 \times 27.5 = 19.25 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Alors : } \sigma_{c.sd} = 1.44 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 19.25 \text{ KN/cm}^2$$

$$\rightarrow K_c = 1.0$$

- $t_p = 20$ 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)

$$\text{Si } \lambda_{BP} \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1.0$$

$$\text{Si } \lambda_{BP} > 0.72 \rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} : \text{élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{22.034 \times 29.86 \times 27.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.8^2}} = 1.35 > 0.72$$

$$\rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2 = (1.35 - 0.2) / 1.35^2 = 0.63$$

$$\text{On aura donc : } F_{c,rd} = \frac{1 \times 0.63 \times 22.034 \times 0.8 \times 27.5}{1.1 \sqrt{(1 + 1.3 \left(\frac{22.034}{36} \right)^2)}} = 227.67 \text{ KN}$$

$$F_{c,rd} = 227.67 \text{ KN}$$

b) Calcul de N_{sd} :

$$\text{On a : } N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 112.46 \text{ KN.m}$$

$$N_1 = \frac{112.46 \times 628.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 73.95 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{112.46 \times 518.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 61.01 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{112.46 \times 408.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 48.07 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{112.46 \times 98.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 11.61 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{112.46 \times 188.65 \times 10^{-3}}{955974.11 \times 10^{-6}} = 22.19 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 216.83 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 216.83 \text{ kN} < F_{c,rd} = 227.67 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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 cisailée :

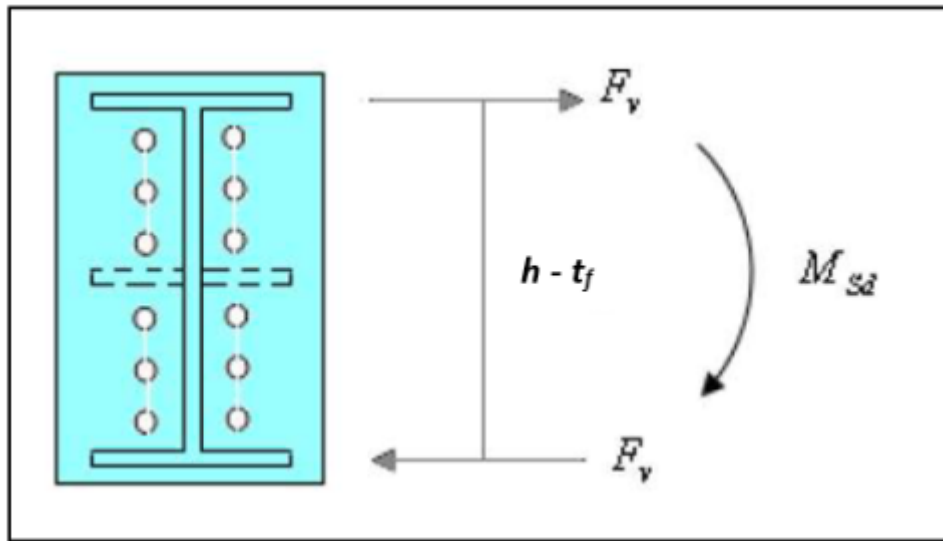


Figure VII.5 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_{rd}$

a) Calcul de V_{rd} :

$$V_{rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}} = 0.58 \times 27.5 \times 36 \times \frac{0.8}{1.1} = 417.6 \text{ kN}$$

b) Calcul de l'effort de cisaillement F_v :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{112.46}{0.36 - 0.0127} = 323.81 \text{ kN}$$

$F_v = 323.81 \text{ kN} < V_{rd} = 417.6 \text{ kN}$ 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.

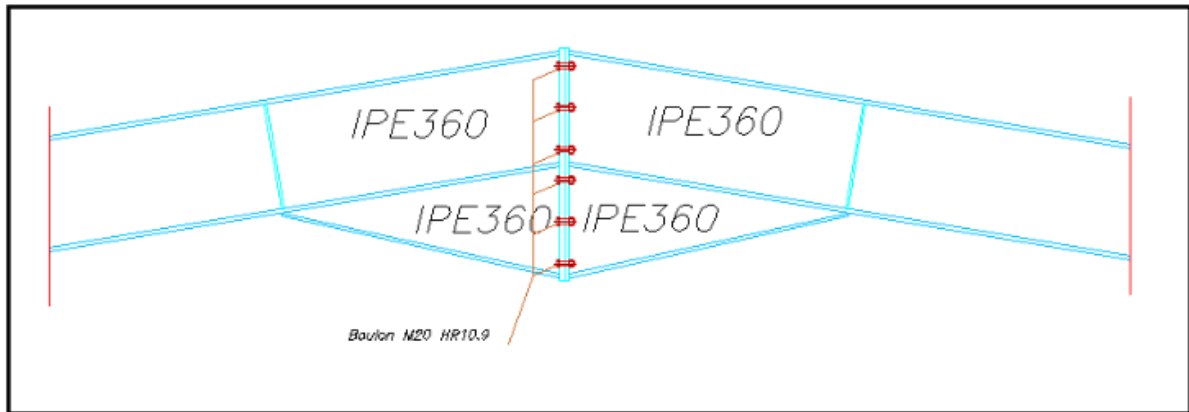


Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

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 :

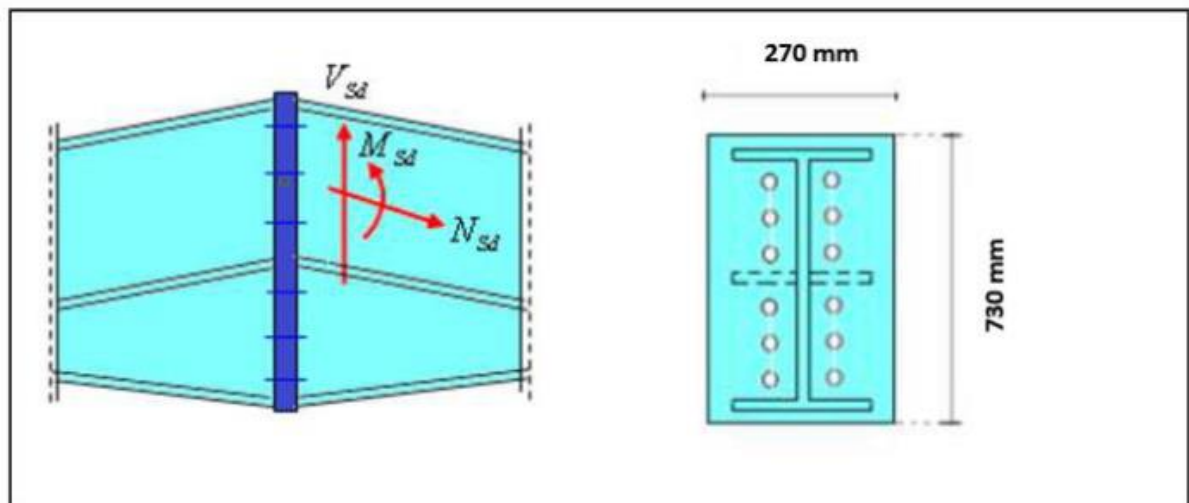


Figure VII.7 : Détails sur l'assemblage de faitage.

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

La combinaison la plus défavorable ELU ($1.35G + 1.5N + P$).

$$M_{sd} = 37.58 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 31.37 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 25.07 \text{ kN}$$

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 :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

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 : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (188.65^2 + 298.65^2 + 408.65^2 + 518.65^2 + 628.65^2) = 955974.11 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 955974.11 \times 10^{-3}}{628.65} = 521.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 37.58 \text{ kN.m} < M_{rd} = 521.59 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.4.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut que : $\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{31.37}{12} = 2.61 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$$2.61 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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.

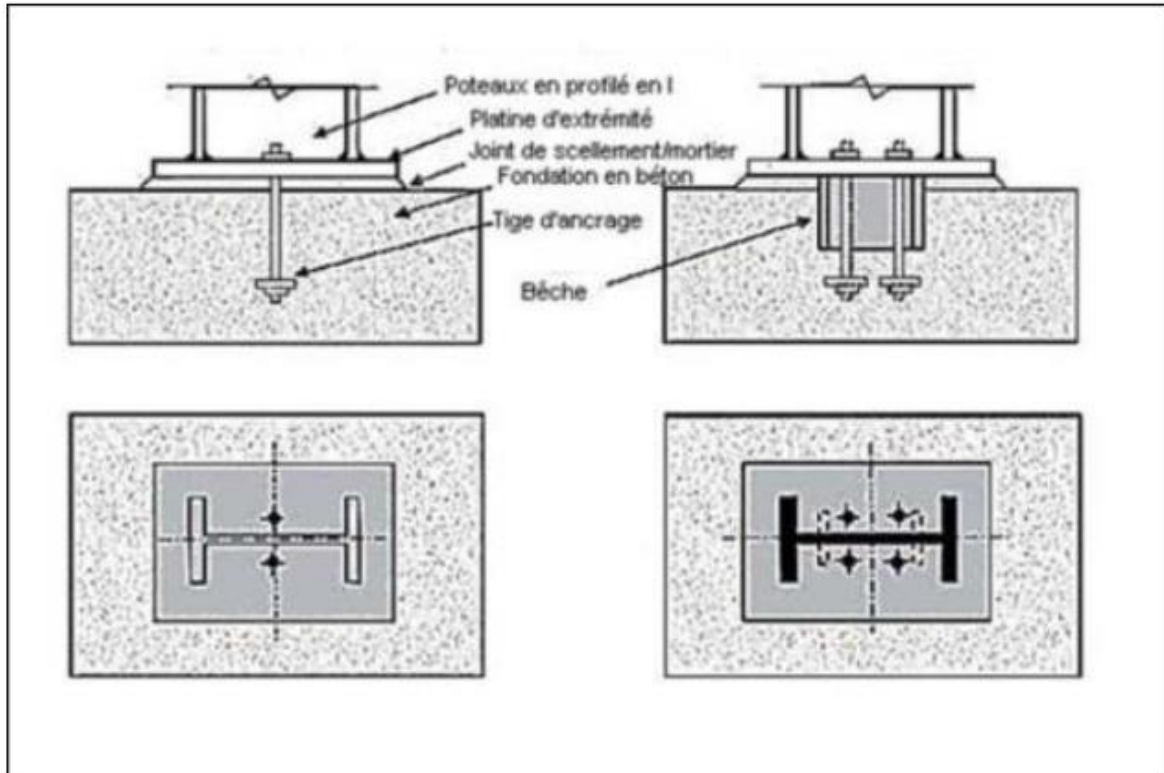


Figure VII.8 : Base des poteaux.

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.

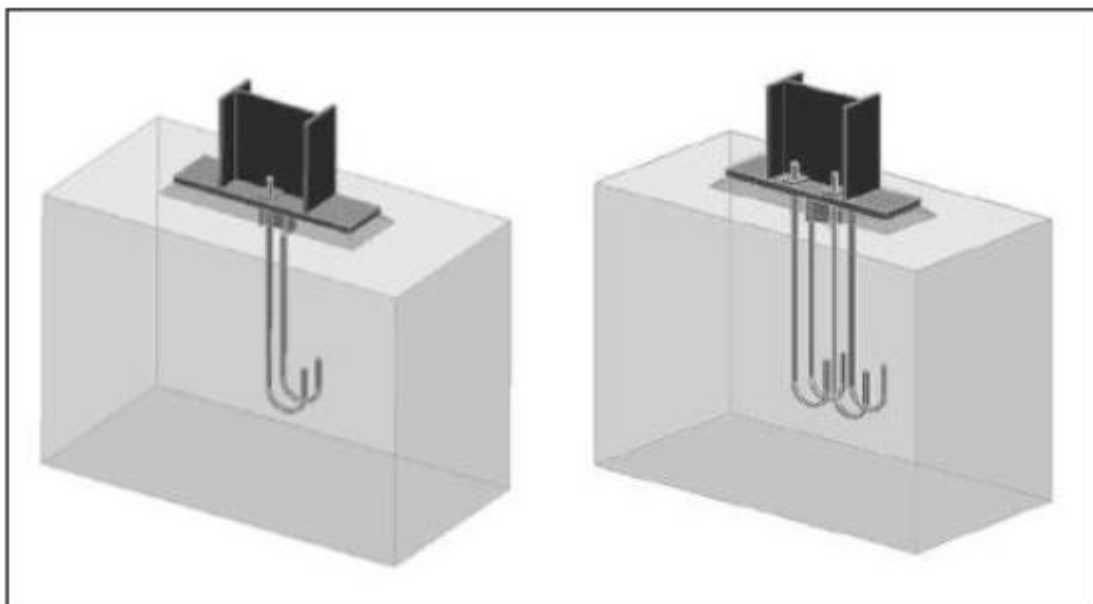


Figure VII.9 : pied de poteau articulé

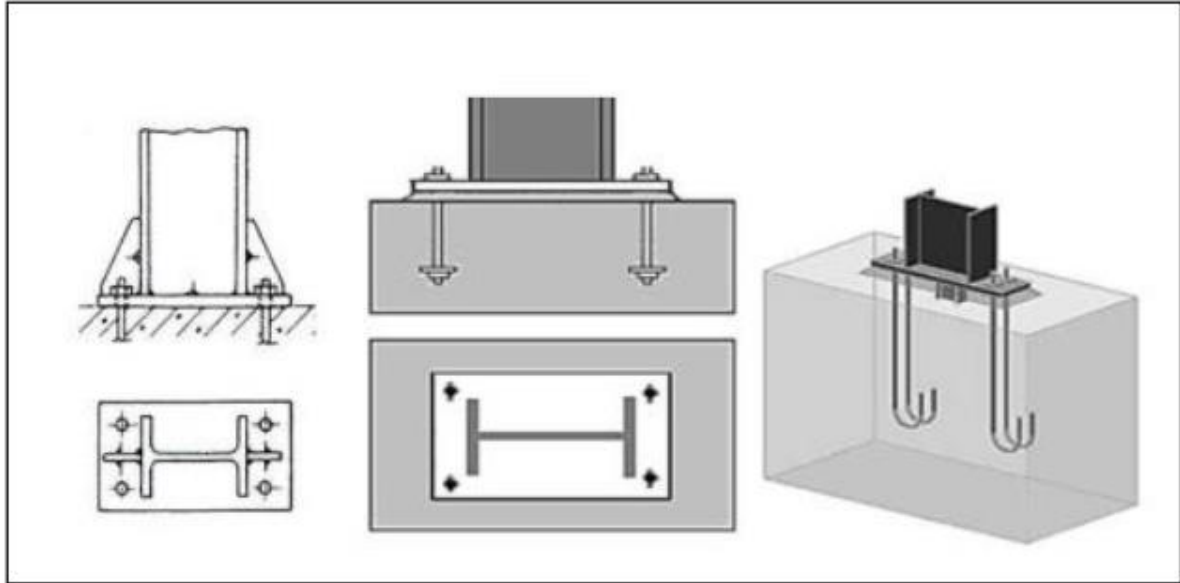


Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés

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 $N_{sd} = 35.61$ KN
- Effort tranchant $V_{z, sd} = 18.76$ KN
- Effort de soulèvement $N_{sd} = 43.46$ KN
- Effort tranchant correspondant : $V_{z, sd} = 31.09$ KN

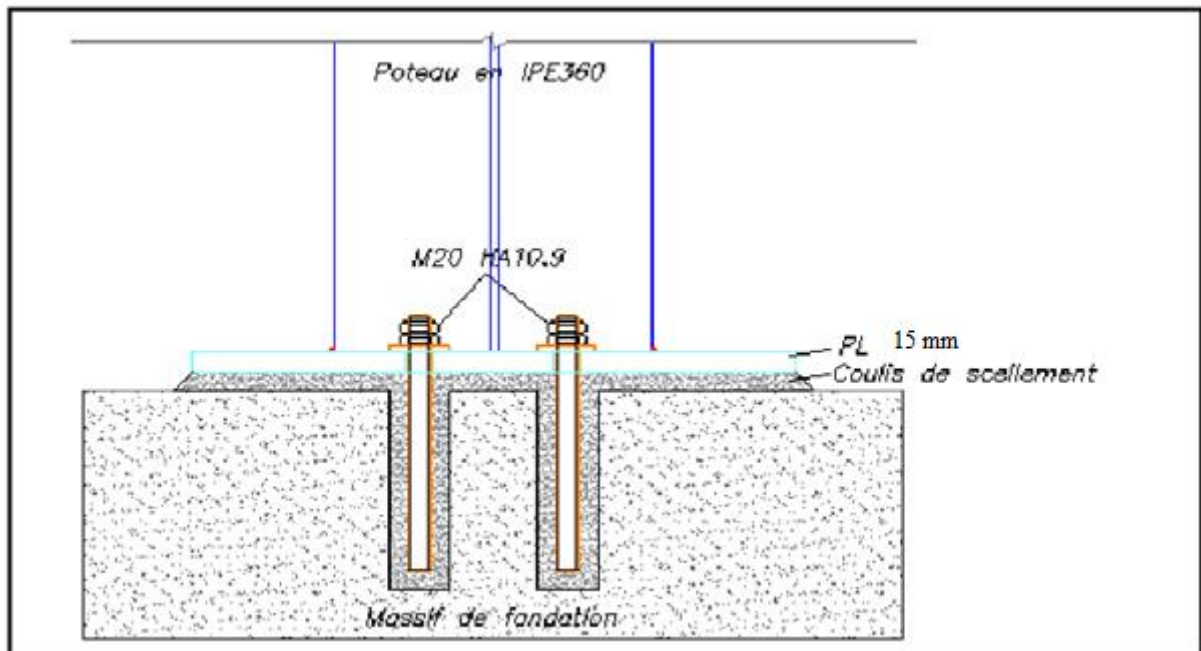


Figure VII.11 : Détails sur l'assemblage

VII.5.2 Données de base :

- Plaque d'assise en acier de nuance S275 : $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe C25: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{mo} = 1.1$; $\gamma_{m2} = 1.25$
- Béton : $\gamma_c = 1.15$

VII.5.3 Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \quad f_{cd} = 25 \text{ N/mm}^2$$

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 :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 \quad f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

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 :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{360 \times 170} \left(\frac{35610}{16.7} \right)^2 = 74.29 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{35610}{16.7} = 2132.34 \text{ mm}^2, \text{ qui est le plus grand}$$

VII.5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour : $A_{c0} = 2132.34 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 360 \times 170 = 58140 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 2132.34 \text{ mm}^2 < 58140 \text{ mm}^2$ Une plaque projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 200 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 170 + (2 \times 12.7) = 195.4 \text{ mm}$$

$$h_p = 390 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 360 + (2 \times 12.7) = 385.4 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui donne } A_{c0} = 200 \times 390 = 78000 \text{ mm}^2 > 2132.34 \text{ mm}^2$$

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 : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c); B = -(170 - 8 + 360) = -522 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 \times N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc} \cdot t_{fc} + 4t_w \cdot t_{fc} + 0.5 \cdot h_c \cdot t_{wc} - t_{fc} \cdot t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 \times 35610}{16.7} - (2 \times 170 \times 12.7 + 4 \times 12.7^2 + 0.5 \times 360 \times 8 - 12.7 \times 8)$$

$$C = -5235.39 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{522 - \sqrt{522^2 - 4 \times 2 \times (-5235.39)}}{2 \times 2}$$

$$\text{Donc : } C = -9.67 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui 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'appui additionnelle C :

En posant : $t = 15 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 15 \left(\frac{275}{3 \times 16.7 \times 1.1} \right)^{0.5} = 34 \text{ mm}$$

$$C = 34 \text{ mm} < (h_c - 2t_{fc})/2 = (360 - 2 \times 12.7)/2 = 167.3 \text{ mm}$$

$C = 34 \text{ mm} < 167.3 \text{ mm}$ Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

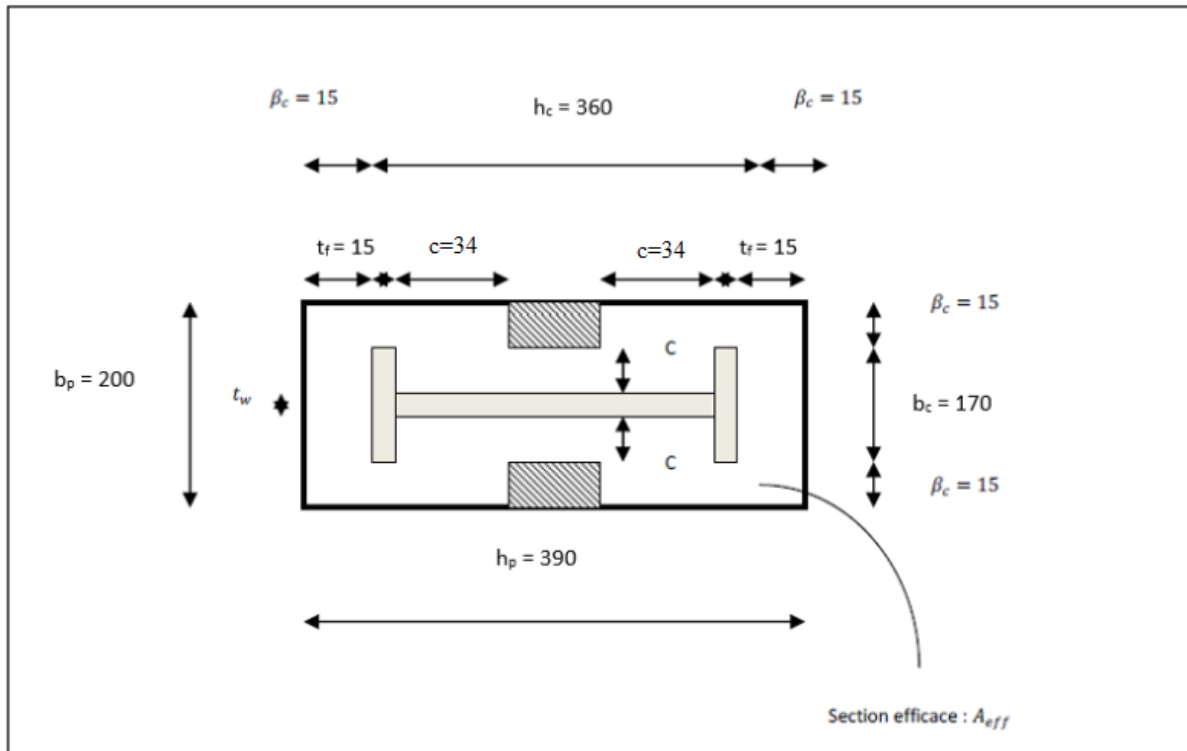


Figure VII.12 : Dimensions de la plaque d'assise.

Remarque : Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à 15 mm.

Donc $\beta_c = 15 \text{ mm} < C = 34 \text{ mm} \rightarrow$ la plaque d'assise est de projection courte.

✚ Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(C + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc})(2C + t_{fc})$$

$$A_{eff} = 2(170 + 2 \times 15)(34 + 15 + 12.7) + (360 - 2 \times 34 - 2 \times 12.7)(2 \times 34 + 8)$$

$$A_{eff} = 44941.6 \text{ mm}^2$$

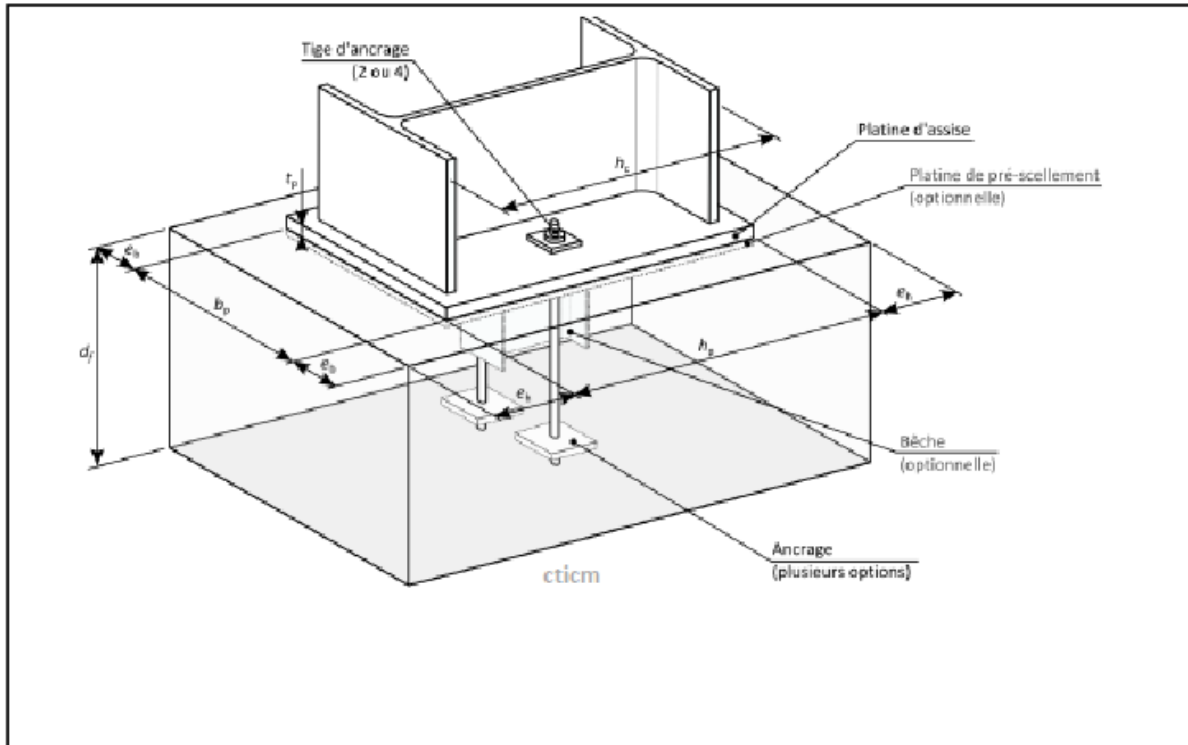


Figure VII.13 : assemblage de la platine.

Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \quad \text{Avec :} \quad N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 44941.6 \times 16.7 \times 10^{-3} = 750.52 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 35.61 \text{ KN} < N_{Rd} = 750.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

VII.5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

Calcul du moment résistant M_{Rd}

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{15^2 \times 275 \times 10^{-3}}{6 \times 1.1}$$

$$M_{Rd} = 9.38 \text{ KN.mm}$$

Calcul du moment de la flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{34^2}{2}\right) 35.61}{44941.6}$$

$$M_{sd} = 0.23 \text{ KN.mm}$$

$$M_{sd} = 0.23 \text{ KN.mm} < M_{Rd} = 9.38 \text{ KN.mm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

VII.5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} \times N_{sd} = 0.2 \times 35.61$$

$$F_{v,Rd} = 7.12 \text{ KN}$$

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 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$$V_{sd} = 18.76 \text{ KN} > F_{vrd} = 7.12 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

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.

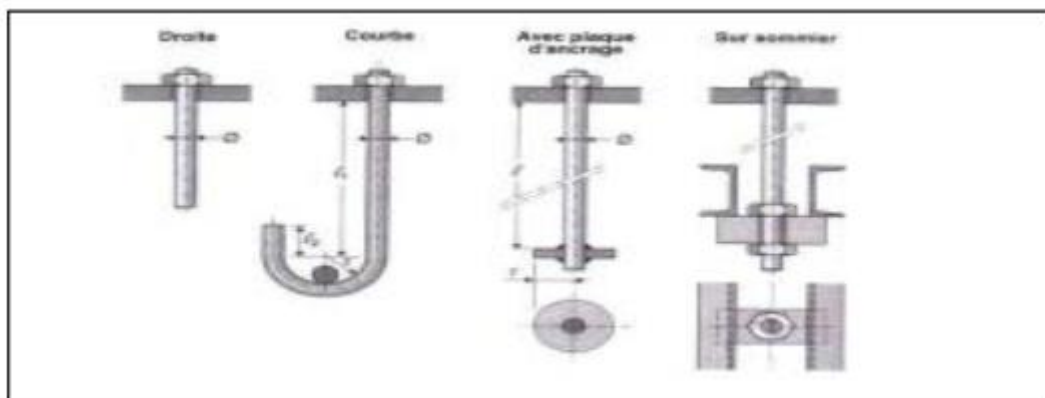


Figure VII.14 : types de tiges d'ancrage.

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.

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

nb : 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 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2; \quad f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f.Rd} = 0.2 N_{sd} = 0.2 \times 35.61 = 7.12 \text{ KN}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 29 \text{ KN}$$

$$F_{v.Rd} = 7.12 + 2 \times 29 = 65.12 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18.76 \text{ KN} < F_{v.Rd} = 65.12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

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 bêche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace : $60 \text{ mm} \leq L_{eff}(\text{bêche}) \leq 1.5 h_{bêche}$
- Hauteur de la bêche : $h_{bêche} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes : $b_{bêche} / h_{bêche} \leq 20$

Les dimensions d'un profile IPE 100 S275 respectent les deux premières conditions.

- Une bêche en IPE 100 en acier S275 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

$$N_{sd} = V_A = 43.46 \text{ KN} \uparrow$$

$$V_{sd} = H_A = 31.09 \text{ KN} \rightarrow$$

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 :

$$\frac{V_{sd}}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 70.6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 43.46 \text{ KN}$$

$$n_b = 2$$

$$F_{vb,Rd} = 65.12 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = 70.6 \text{ KN}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{vb,Rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t,Rd}} = \frac{\frac{31.09}{2}}{65.12} + \frac{\frac{43.46}{2}}{70.6} = 0.55 < 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

– **Pour deux tiges** M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2; \quad f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2; \quad d = 20 \text{ mm}$$

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 :

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

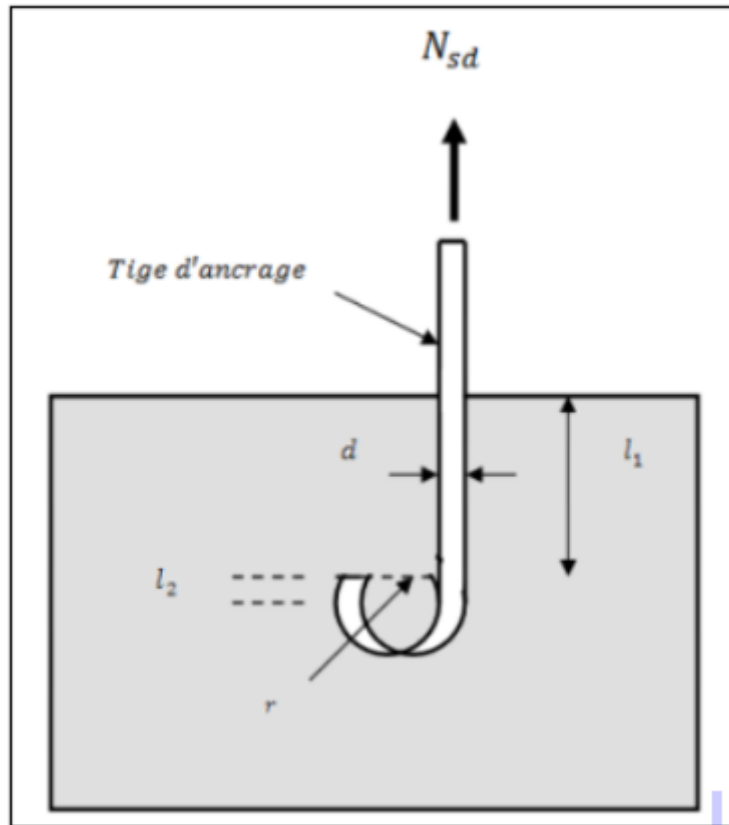


Figure VII.15 : Tige d'ancrage

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 :

$$l_{b,rqd} = 0.144 d \frac{f_u}{f_{bd}}$$

f_u : 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

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.15} = 1.2 \text{ N / mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times 20 \times \frac{400}{1.2} = 960 \text{ N/mm}^2$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$f_{anc.Rd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1.2 = 72382 \text{ N}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{43.46}{2} = 21.73 \text{ KN} < f_{anc.Rd} = 72.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La longueur d'ancrage de référence requise est :

$$l_{b.rqd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

Où :

$$N_{sd} = A \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd}$$

σ_{sd} : effort de soulèvement par tige d'ancrage

$$l_{b.rqd} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot \pi \cdot d \cdot f_{bd}} = \frac{d \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$\frac{l_{b.rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \quad \longrightarrow \quad \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t.rd}}{A} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{M2}}{A}$$

A : la section brute de la tige

A_s : section résistante

En prenant :

$$A / A_s \approx 0.8$$

$$\max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$l_{b.rqd} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 \cdot f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$l_{b.rqd} = 0.144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

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.

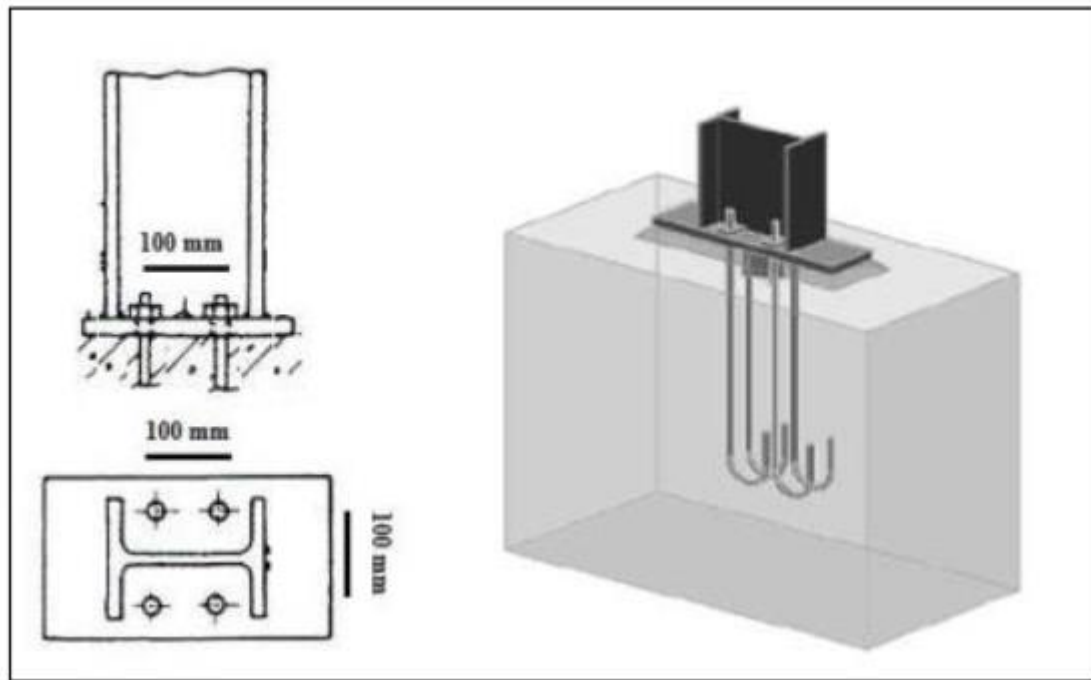


Figure VII.16 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

Chapitre IX : Calcul de fondation

Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

1. Les types des fondations :

- Fondation superficielle:

→ Semelle isolée sous Poteau.

→ Semelle filante continue sous mur.

→ Semelle filante sous plusieurs poteaux.

→ Radiers généraux ou nervurés.

-Fondation profonde (semelle sous pieux).

• Choix des fondations :

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction

La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol $=0.2\text{MPa}$)

2. Etude des semelles :

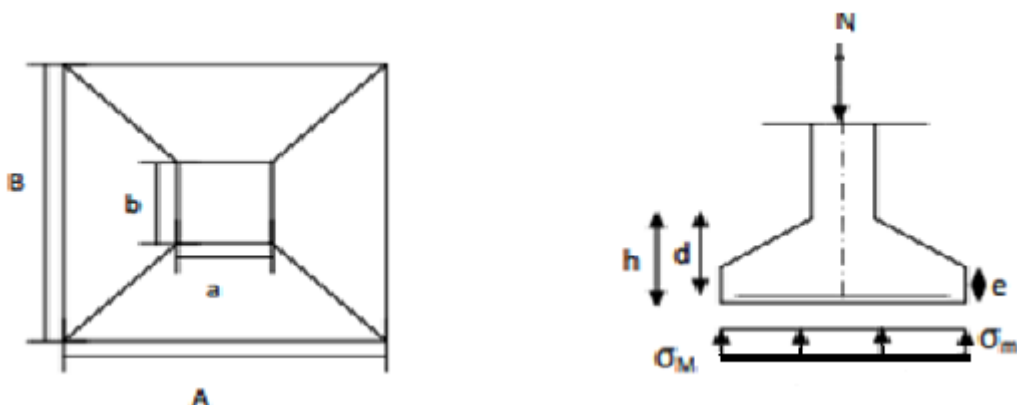


Fig VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

	Effort	ELU	ELS
Semelle	N_{sd} (KN)	43.46	35.61
$\overline{\sigma}_{sol}$	2 bar = 0.2 Mpa = 20000 daN/m ²		

Tableau VIII.1 tableaux de l'effort normal.

- Sous l'effort vers le bas :
- a) Dimensionnement de la semelle :

- Détermination de A et B :

$$\frac{A}{R} = \frac{a}{h} \quad A = \frac{a}{b} \times B \quad \Rightarrow \quad B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}}$$

$$B = \frac{a}{b} \times A \quad \Rightarrow \quad A \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}}$$

On a: b = 390 mm et a = 200 mm

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \times B}$$

$$A \times B \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

$$B^2 \times \frac{a}{b} = \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

$$0.5B^2 = 0.18$$

$$B = \sqrt{\frac{0.18}{0.5}} = 0.6m$$

$$A = 0.6 \times \frac{0.2}{0.39} = 0.51m$$

♣ Donc on prend une semelle de dimensions (0.8 x 0.60) m².

Détermination de d et h :

$$h = d + 5cm$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a$$

$$\frac{0.6-0.39}{4} \leq d \leq 0.51-0.2$$

$$0.05\text{m} \leq d \leq 0.31\text{m}$$

$$5\text{cm} \leq d \leq 31\text{cm}$$

$$d=30\text{cm}$$

$$\text{Alors } h = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

Calcul de ferrailage :

1. A l'ELU :

$$A_u = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{43.46 \times (0.51 - 0.2)}{8 \times 30 \times 347.83} \times 10^3 = 0.16 \text{ cm}^2$$

2. A l'ELS:

$$A_s = \frac{N_s \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{c28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 25}\right) = \min(266.66; 695.7)$$
$$\sigma_{st} = 266.66 \text{ MPa}$$

N : Coefficient de fissuration, $n=1.6$

$$N_s = 35.61 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{35.61 \times (0.51 - 0.2)}{8 \times 30 \times 266.66} \times 10^3 = 0.28 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 6T12

- Détermination de la hauteur du patin e :

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\rightarrow e \geq \max(13.2\text{cm}; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

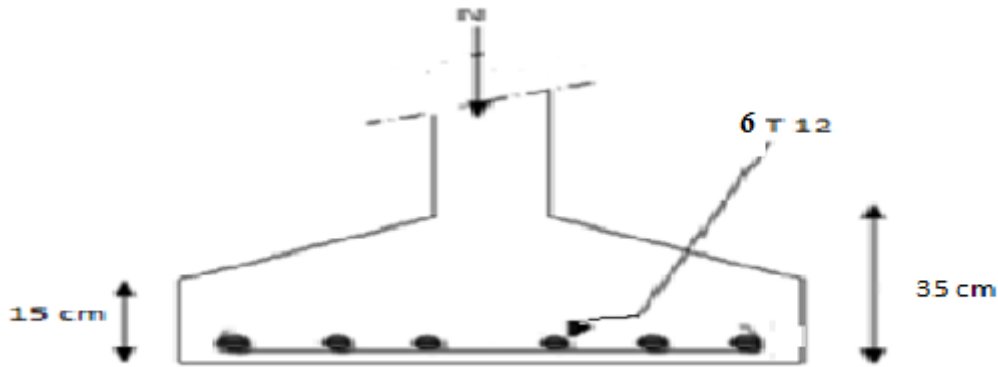


Fig VIII.2: Ferraillage des semelles isolées.

3. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

a. Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm x 30 cm**.

b. Calcul du ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \max\left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ kN}\right]$$

Avec :

N : Égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3.

• ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{43.46}{12} = 3.62 \text{ kN}$$

• ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{35.61}{12} = 2.97 \text{ kN}$$

$$F = \{3.62 \text{ KN}; 2.97 \text{ KN}; 20 \text{ KN}\} = 20 \text{ KN}$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.02}{266.66} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

c. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 < 0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 10.78 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

d. Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \varphi_{\min}; \frac{250}{10}\right)$$

$$\varphi t \leq \min(8.6; 10; 25)$$

$$\varphi t = 8 \text{ mm}$$

e. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser : $t \leq (20 \text{ cm}; 15\varphi t)$

$$St \leq (20 \text{ cm}; 15\varphi t) \longrightarrow St \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $St = 10 \text{ cm}$

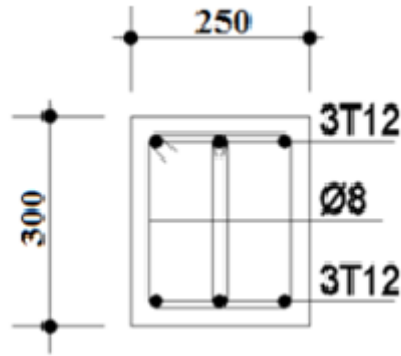


Fig VIII.3: Ferrailage des longrines

Remarque :

Tenant compte de la nature du sol(S3) et de la portée des travées, la présence de fausse fondation servant d'appuis pour la longrine est indispensable pour garantir une meilleure résistance.

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.*

Enfin, la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.

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 1 : Etapes 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 : Valeur du coefficient d'exposition $C_e(z)$

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	
									-0,6	
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 3 : coefficients de pression extérieur pour toitures à deux versants

ANNEXE 4 : Coefficient de forme – Toitures à deux versants

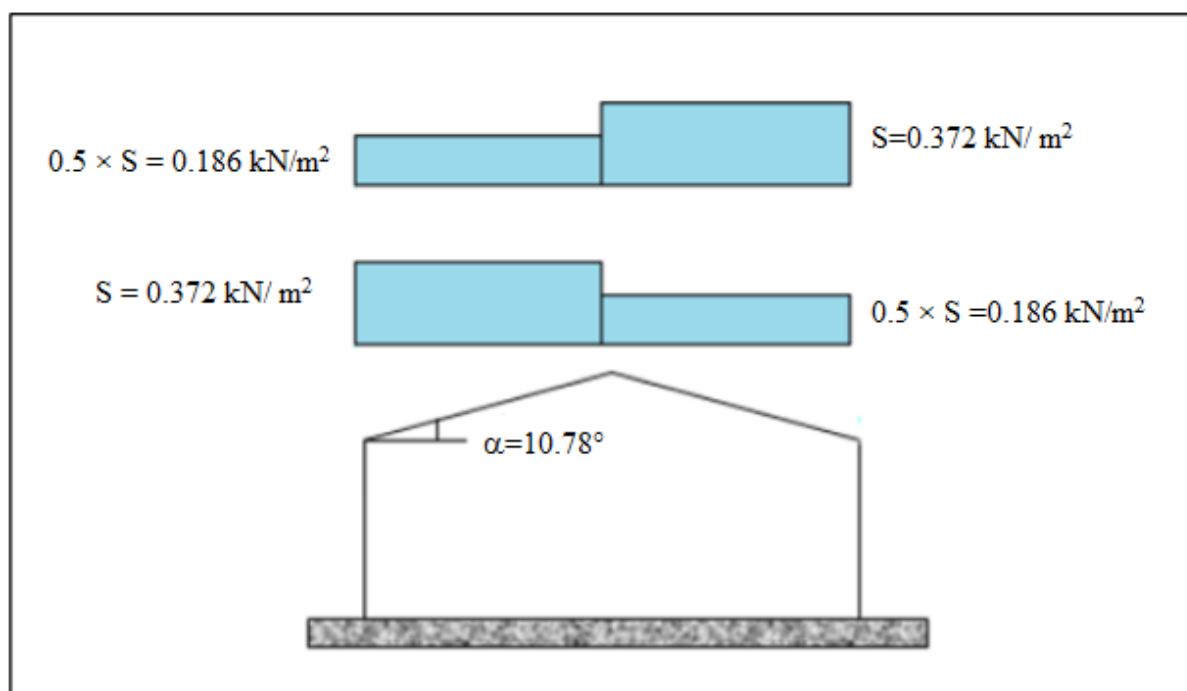


Figure 1 : Coefficient de forme – Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 4 : Coefficient de forme – Toitures à deux versants

ANNEXE 5 : Tableaux des profilés

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _t mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t	
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{dy} mm ³ x10 ³	W _{ply} ♦ mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{e2} mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{dz} mm ³ x10 ³	W _{plz} ♦ mm ³ x10 ³	i _z mm x10	S _S mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _e m ² /m	A _c m ² /t	
IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z							Pure bending y-y			Pure compression					
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{dy} mm ³ x10 ³	W _{ply} ♦ mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{e2} mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{dz} mm ³ x10 ³	W _{plz} ♦ mm ³ x10 ³	i _z mm x10	S _s mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße				Surface Oberfläche		
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	d mm	Ø	e _{min} mm	e _{max} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t	
UPN 50*	5,59	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	7,12	21	-	-	-	0,232	42,22
UPN 65*	7,09	65	42	5,5	7,5	7,5	4,0	9,03	34	-	-	-	0,273	39,57
UPN 80*	8,64	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	11,0	47	-	-	-	0,312	37,10
UPN 100*	10,6	100	50	6,0	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	20,4	98	M 12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M 12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	28,0	133	M 16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6,0	32,2	151	M 16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9,0	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M 16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	42,3	184	M 20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	48,3	200	M 22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	53,3	216	M 22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	58,8	232	M 24	55	59	0,950	20,58
UPN 320*	59,5	320	100	14,0	17,5	17,5	8,8	75,8	246	M 22	58	62	0,982	16,50
UPN 350	60,6	350	100	14,0	16,0	16,0	8,0	77,3	282	M 22	56	62	1,05	17,25
UPN 380*	63,1	380	102	13,5	16,0	16,0	8,0	80,4	313	M 24	59	60	1,11	17,59

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte															Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z										Pure bending y-y		Pure compression				
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{dy} mm ³ x10 ³	W _{ply} ■ mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{yz} mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{dz} mm ³ x10 ³	W _{plz} mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _s mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹	y _s mm x10	y _m mm x10	S235	S355	S235	S355			
UPN 50	5,59	26,4	10,6	13,1	1,92	2,77	9,12	3,75	6,78	1,13	16,7	1,12	0,03	1,37	2,47	1	1	1	1	✓		
UPN 65	7,09	57,5	17,7	21,7	2,52	3,68	14,1	5,07	9,38	1,25	18,0	1,61	0,08	1,42	2,60	1	1	1	1	✓		
UPN 80	8,64	106	26,5	32,3	3,10	4,90	19,4	6,36	11,9	1,33	19,4	2,20	0,18	1,45	2,67	1	1	1	1	✓		
UPN 100	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1	✓		
UPN 120	13,4	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1	✓		
UPN 140	16,0	605	86,4	103	5,45	10,4	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	✓		
UPN 160	18,8	925	116	138	6,21	12,6	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1	✓		
UPN 180	22,0	1350	150	179	6,95	15,1	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	✓		
UPN 200	25,3	1910	191	228	7,70	17,7	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	✓		
UPN 220	29,4	2690	245	292	8,48	20,6	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	✓		
UPN 240	33,2	3600	300	358	9,22	23,7	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	✓		
UPN 260	37,9	4820	371	442	9,99	27,1	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	✓		
UPN 280	41,8	6280	448	532	10,9	29,3	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	✓		
UPN 300	46,2	8030	535	632	11,7	31,8	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	✓		
UPN 320	59,5	10870	679	826	12,1	47,1	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1	✓		
UPN 350	60,6	12840	734	918	12,9	50,8	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1	✓		
UPN 380	63,1	15760	829	1010	14,0	53,2	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1	✓		

ANNEXE 6 : Dimensions des barres rondes

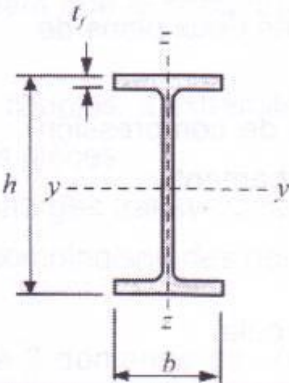
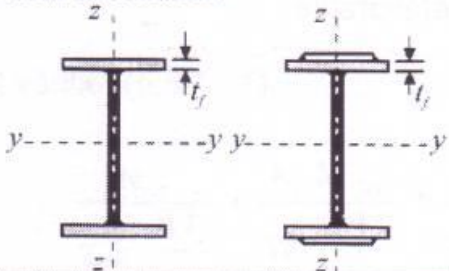
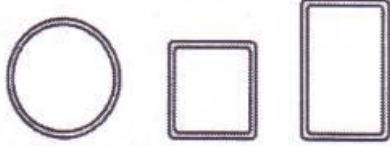
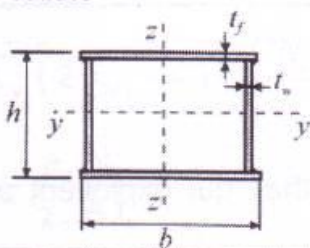


Acier S 275 JR ou S 235 JR selon
NF EN 10025
Long. 6m/6m200



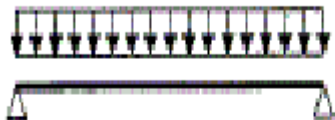
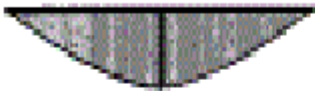
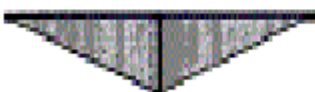
Dimensions en mm	Poids au mètre
8	0,390
10	0,620
12	0,890
14	1,210
16	1,580
18	2,000
20	2,470
22	2,980
25	3,854
28	4,830
30	5,550
35	7,550
40	9,860
45	12,500
50	15,400
60	22,200

ANNEXE 7 :

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 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant f_{yb}^1 formées à froid - en utilisant f_{ya}^1	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

¹ Voir 5.5.1.4 ④ et figure 5.5.2

ANNEXE 8 :

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 9 : Etude 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
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

ANNEXE 10 : Valeurs du coefficient de réduction χ (ksi):

Courbe de flambement a :

$\bar{\lambda}$	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

Courbe de flambement b :

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

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.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	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 poisson (nu).
μ_s	Moment ultime à L'ELS (mu).

μb	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

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 Poteau

PIECE: 17 琥

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 1,35G+1,5V(Long-pan) 1*1.35+9*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 2750.00$ daN/cm²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.000 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.000 cm	Ay=4.9e+01 cm ²	Az=3.5e+01 cm ²	Ax=7.3e+01 cm ²
tw=0.800 cm	Iy=1.6e+04 cm ⁴	Iz=1.0e+03 cm ⁴	Ix=3.7e+01 cm ⁴
tf=1.270 cm	Wply=1.0e+03 cm ³	Wplz=1.9e+02 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1248.32 daN	My,Ed = 5745.55 daN*m	Mz,Ed = 1073.96 daN*m	Vy,Ed = 1311.76 daN	
Nc,Rd = 170915.50 daN	My,Ed,max = 5745.55 daN*m		Mz,Ed,max = 1073.96 daN*m	Vy,T,Rd = 65482.74 daN
Nb,Rd = 83526.81 daN	My,c,Rd = 23950.03 daN*m		Mz,c,Rd = 4490.85 daN*m	Vz,Ed = -3228.61 daN
	MN,y,Rd = 23950.03 daN*m		MN,z,Rd = 4490.85 daN*m	Vz,T,Rd = 47319.44 daN
			Tt,Ed = -11.79 daN*m	
			Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.000 m	Lam_y = 0.30
Lcr,y = 4.200 m	Xy = 0.98
Lamy = 28.08	kyy = 1.00



en z:

Lz = 6.000 m	Lam_z = 1.18
Lcr,z = 4.200 m	Xz = 0.49
Lamz = 110.88	kyz = 0.69

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.30 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.03 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.02 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 28.08 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 110.88 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.41 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.38 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 Traverse

PIECE: 18 琥

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ L = 6.413 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 1,35G+1,5E 1*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 2750.00$ daN/cm²

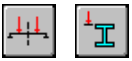


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

$h=36.000$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=17.000$ cm	$A_y=4.9e+01$ cm ²	$A_z=3.5e+01$ cm ²	$A_x=7.3e+01$ cm ²
$tw=0.800$ cm	$I_y=1.6e+04$ cm ⁴	$I_z=1.0e+03$ cm ⁴	$I_x=3.7e+01$ cm ⁴
$tf=1.270$ cm	$W_{ply}=1.0e+03$ cm ³	$W_{plz}=1.9e+02$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -1155.43$ daN	$M_{y,Ed} = -1405.04$ daN*m	$M_{z,Ed} = -162.55$ daN*m	$V_{y,Ed} = 1291.62$ daN
$N_{t,Rd} = 170915.50$ daN	$M_{y,pl,Rd} = 23950.03$ daN*m		$M_{z,pl,Rd} = 4490.85$ daN*m $V_{y,T,Rd} = 38983.43$ daN
	$M_{y,c,Rd} = 23950.03$ daN*m		$M_{z,c,Rd} = 4490.85$ daN*m $V_{z,Ed} = -1240.33$ daN
	$MN_{y,Rd} = 23950.03$ daN*m		$MN_{z,Rd} = 4490.85$ daN*m $V_{z,T,Rd} = 36559.47$ daN
	$Mb,Rd = 15330.93$ daN*m		$Tt,Ed = -327.39$ daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 23092.19$ daN*m	Courbe,LT -	$XLT = 0.61$
$L_{cr,low}=6.413$ m	$Lam_{LT} = 1.02$	$f_{i,LT} = 1.14$	$XLT,mod = 0.64$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.82 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.51 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_b,Rd = 0.09 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 Pannes

PIECE: 128 panne et lisse_128

POINT: 4

COORDONNEE: $x = 0.50$ L = 2.500 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 1,35G+1,5E 1*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 2750.00 \text{ daN/cm}^2$

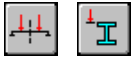
**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160**

$h=16.000 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=8.200 \text{ cm}$	$A_y=1.4e+01 \text{ cm}^2$	$A_z=9.7e+00 \text{ cm}^2$	$A_x=2.0e+01 \text{ cm}^2$
$tw=0.500 \text{ cm}$	$I_y=8.7e+02 \text{ cm}^4$	$I_z=6.8e+01 \text{ cm}^4$	$I_x=3.6e+00 \text{ cm}^4$
$tf=0.740 \text{ cm}$	$W_{ply}=1.2e+02 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=2.6e+01 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 106.03 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 457.54 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = 87.15 \text{ daN*m}$	
$N_{c,Rd} = 47211.50 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = 457.54 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 87.15 \text{ daN*m}$	
$N_{b,Rd} = 17175.54 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 2910.71 \text{ daN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 613.35 \text{ daN*m}$	
	$MN_{y,Rd} = 2910.71 \text{ daN*m}$	$MN_{z,Rd} = 613.35 \text{ daN*m}$	
	$Mb,Rd = 2136.27 \text{ daN*m}$		

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 3840.49 \text{ daN*m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.70$
$L_{cr,upp}=2.500 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.87$	$fi,LT = 0.98$	$XLT,mod = 0.73$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$L_y = 5.000 \text{ m}$	$Lam_y = 0.40$
$L_{cr,y} = 2.500 \text{ m}$	$X_y = 0.95$
$Lam_y = 38.01$	$k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 5.000 \text{ m}$	$Lam_z = 1.44$
$L_{cr,z} = 2.500 \text{ m}$	$X_z = 0.36$
$Lam_z = 135.58$	$k_{yz} = 0.78$

flambement par torsion:

Courbe,T=b	$\alpha_T=0.34$
$L_t=2.500 \text{ m}$	$fi_T=0.85$
$N_{cr,T}=90906.96 \text{ daN}$	$X_T=0.77$
$Lam_T=0.72$	$Nb,T,Rd=36443.45 \text{ daN}$

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b	$\alpha_{TF}=0.34$
$N_{cr,y}=288272.83 \text{ daN}$	$fi_{TF}=0.85$
$N_{cr,TF}=90906.96 \text{ daN}$	$X_{TF}=0.77$
$Lam_{TF}=0.72$	$Nb,TF,Rd=36443.45 \text{ daN}$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 38.01 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 135.58 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/Mb,Rd = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 Potelet

PIECE: 266 potelet_266

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 1,35G+1,5V(pinoge) 1*1.35+8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 2750.00 \text{ daN/cm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240

$h=24.000 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.000 \text{ cm}$	$A_y=2.7e+01 \text{ cm}^2$	$A_z=1.9e+01 \text{ cm}^2$	$A_x=3.9e+01 \text{ cm}^2$
$tw=0.620 \text{ cm}$	$I_y=3.9e+03 \text{ cm}^4$	$I_z=2.8e+02 \text{ cm}^4$	$I_x=1.3e+01 \text{ cm}^4$
$tf=0.980 \text{ cm}$	$W_{ply}=3.7e+02 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=7.4e+01 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 2791.59 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -4796.69 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = 3.05 \text{ daN*m}$	$V_{y,Ed} = 1.16 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 91932.00 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -4796.69 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -4.70 \text{ daN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 37056.05 \text{ daN}$
$N_{b,Rd} = 19374.98 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 8616.28 \text{ daN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 1737.12 \text{ daN*m}$	$V_{z,Ed} = 2873.45 \text{ daN}$
	$MN_{y,Rd} = 8616.28 \text{ daN*m}$	$MN_{z,Rd} = 1737.12 \text{ daN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 25976.96 \text{ daN}$
		$T_{t,Ed} = 0.05 \text{ daN*m}$	
		Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.200 \text{ m}$	$\lambda_{m_y} = 0.54$
$L_{cr,y} = 5.040 \text{ m}$	$X_y = 0.91$
$\lambda_{my} = 50.53$	$k_{yy} = 1.03$



en z:

$L_z = 7.200 \text{ m}$	$\lambda_{m_z} = 1.99$
$L_{cr,z} = 5.040 \text{ m}$	$X_z = 0.21$
$\lambda_{mz} = 187.18$	$k_{yz} = 0.75$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.31 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{m,y} = 50.53 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 187.18 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 poutre de chainage

PIECE: 306 palee de stabilite_306 POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} = 0.000 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 Simulation du vent X+ 36,557 m/s

MATERIAU:

ACIER $f_y = 2750.00 \text{ daN/cm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 120

h=11.400 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.000 cm	Ay=2.2e+01 cm ²	Az=8.5e+00 cm ²	Ax=2.5e+01 cm ²
tw=0.500 cm	Iy=6.1e+02 cm ⁴	Iz=2.3e+02 cm ⁴	Ix=6.0e+00 cm ⁴
tf=0.800 cm	Wply=1.2e+02 cm ³	Wplz=5.9e+01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 387.95 daN
N_{c,Rd} = 59549.00 daN
N_{b,Rd} = 20554.79 daN

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L_y = 5.000 m Lam_y = 0.87
L_{cr,y} = 4.000 m X_y = 0.68
L_{amy} = 81.78



en z:

L_z = 5.000 m Lam_z = 1.41
L_{cr,z} = 4.000 m X_z = 0.35
L_{amz} = 132.51

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda_y = 81.78 < Lambda_{max} = 210.00

Lambda_z = 132.51 < Lambda_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

