

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



## Mémoire de fin d'étude



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

OPTION : Construction métallique et Industrielle

### Thème

*Calcul et dimensionnement d'un hangar métallique a usage industriel*

Réalisé par :

IKEROUIENE Siham  
NOUALI Lamia

Membre de jurés :

suivi par :

Mr : S. ILLOULI.



# **Remerciements**

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

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

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

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

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

*Notre enseignant **Mr DAHMANI Lahlou** pour sa disponibilité et ses conseils.*

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

*Nos vifs remerciements vont également aux staffs administratifs du département génie civil de l'université MOULOUD MAMMERY de TIZI-OUZOU pour nos avoir accompagnées pendant notre parcours universitaire.*

*Enfin, nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de notre travail.*

## **Dédicaces**

**C'est grâce à Dieu, seul, que j'ai pu achevée ce travail ;**

**Je le dédie tout particulièrement à ma très chère maman et à mon très cher papa qui ont toujours été là pour moi, je les remercierai jamais assez, que Dieu vous garde pour moi, je vous aime ;**

**Je le dédie aussi :**

**À mes deux éternels frères Samir et Hacene,**

**À ma très chère belle sœur Kahina,**

**À ma grand-mère qui m'a toujours soutenue pour mes études,**

**À toutes ma familles (mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines),**

**À ma binôme Siham et sa famille,**

**À tout les étudiants de ma promotion et tous mes amis sans exception.**

**Lamia**

# Liste des figures

## Chapitre II :

**Figure II.1 :** Direction du vent  $V_1$  et  $V_2$ .

**Figure II. 2 :** dimension de la zone verticale sous vent

**Figure II.3** Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_1$  du vent

**Figure II. 4:** Valeurs de  $C_e$  pour la toiture - Direction  $V_1$  du vent

**Figure II.5:** Valeurs des pressions sur les parois verticales - Direction  $V_2$  du vent

**Figure II.6 :** Valeurs des pressions sur la toiture -Direction  $V_2$  du vent

**Figure II. 7 :**  $C_{pi}$  pour les bâtiments sans cloisons intérieures

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

**Figure II. 9 :** répartition des pressions sur la toiture  $V_1$

**Figure II. 10 :** Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction  $V_2$  du vent

**Figure II. 11:** Répartition des pressions sur la toiture - Direction  $V_2$  du vent

**Figure II. 12:** répartition des pressions sur la paroi verticale  $V_1$ —cas fermé

**Figure II. 13:** répartition des pressions sur la toiture  $V_1$ —cas fermé

**Figure II. 14 :** répartition des pressions sur la paroi verticale  $V_2$ —cas fermé

**Figure II. 15 :** répartition des pressions sur la toiture  $V_2$ —cas fermé

**Figure II. 16:** dimensionnement d'un hangar

**Figure II. 17:** charge de neige sans redistribution par le vent

**Figure II. 8 :** charge de neige

**Figure II. 19:** prise en compte l'effet de frottement

**Figure II. 20:** air de frottement

**Figure II. 21:** stabilité longitudinale

**Figure II.22:** stabilité transversale

## Chapitre III :

**Figure III.1 :** disposition d'une panne sur un versant

**Figure III.2:** Charges permanentes sur la panne

**Figure III.3 :** Surcharges d'entretiens sur la panne

**Figure III.4 :** Surcharges de neige sur la panne

**Figure III.5:** surcharge de vent sur la panne

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

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

**Figure III.8 :** Diversement de la panne

**Figure III.9 :** vérification de la flèche.

**Figure III.10 :** Disposition des liernes.

**Figure III.11 :** Chargement des liernes.

**Figure III.12 :** Efforts dans les liernes.

**Figure III.13 :** Déposition des échantignolles.

**Figure III.14 :** disposition des potelets

## **Chapitre V :**

**Figure IV.1 :** Eléments constituent le portique.

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

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

**Figure IV.4 :** Efforts internes.

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

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

**Figure IV.7 :** Vent horizontal (pression).

**Figure IV.8 :** Vent horizontal (Dépression).

**Figure IV.9 :** Imperfection géométrique.

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

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

**Figure IV.12:** Calcul du moment au point quelconque P.

**Figure IV.13:** Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

## **Chapitre V :**

**Figure V.1 :** schéma statique de la poutre au vent

**Figure V.2 :** schéma statique de la poutre au vent (effets de traction)

**Figure V.3 :** l'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité

**Figure V.4:** schéma statique de palée de stabilité en long pan

## **Chapitre VII :**

**Figure VII.1 :** Assemblage poteau-traverse.

**Figure VII.2 :** Détails d'assemblage.

**Figure VII.3 :** la hauteur de la zone comprimé

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

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

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

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

**Figure VII.8 :** Assemblage traverse-travers.

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

**Figure VII.10 :** Base de poteau.

**Figure VII.11 :** Pieds de poteau articulés.

**Figure VII.12 :** Pieds de poteau encastrés.

**Figure VII.13 :** Détails sur l'assemblage.

**Figure VII.14 :** Dimensions de la plaque d'assise.

**Figure VII.15 :** Types de tiges d'ancrage.

**Figure VII.16 :** Tige d'ancrage.

## **Chapitre VIII :**

**Figure VIII.1 :** diagramme des contraintes agissant sur les fondations

**Figure VIII.2 :** tableau de l'effort normal

# Liste des tableaux

## Chapitre II :

**Tableau II.1 :** pression extérieur de la zone vertical

**Tableau II.2 :** Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent

**Tableau II.3 :** Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent

**Tableau II.4 :** Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent

**Tableau II.5 :** Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent

**Tableau II.6 :** Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent-cas fermé

**Tableau II.7 :** Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent-cas fermé

**Tableau II.8 :** Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent-cas fermé

**Tableau II.9 :** Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent-cas fermé

**Tableau II.10 :** les valeurs de forces parallèle à la direction du vent et les force verticale qui s'exercent sur la construction V1

**Tableau II.11 :** les valeurs de forces parallèle à la direction du vent et les force verticale qui s'exercent sur la construction V2

## Chapitre III :

**Tableau III.1 :** caractéristique de l'IPE140

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

## Chapitre IV :

**Tableau IV.1 :** Pressions sur les parois verticales

**Tableau IV.2 :** Pressions sur la toiture

**Tableau IV.3 :** Réactions d'appuis sous charge unitaire

**Tableau IV.4 :** Valeurs des Moments sous charge unitaire

**Tableau IV.5 :** Réactions d'appuis sous charge réelle

**Tableau IV.6 :** Valeurs des Moments sous charge réelle

**Tableau IV.7 :** Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis

**Tableau IV.8 :** Combinaisons à l'ELU pour les Moments

**Tableau IV.9 :** Efforts au pied de poteaux aux l'ELU

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

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

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

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

## Chapitre V :

**Tableau V.1 :** Coefficient minorateur  $\beta_1$  et  $\beta_2$

## Chapitre VI :

**Tableau VI.1 :** la charge permanente

## Symboles utilisés

### Charge :

G : Charges permanentes.

N: Surcharge climatique de Neige.

V: Surcharge climatique de Vent.

### Sollicitation :

$M_{ed}$  : Moment fléchissant de calcul.

$N_{ed}$  : Effort normal.

$V_{ed}$  : Effort tranchant.

$N_{pl,Rd}$  : Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

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

$M_{pl,Rd}$  : Moment fléchissant de résistance plastique.

### Caractéristique du matériau :

E : Module d'élasticité longitudinale.

$f_y$  : Limite élastique du matériau.

$f_u$  : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

### Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

A : Aire de la section brute.

$I_y$  : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

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

$t_f$  : Épaisseur de la semelle.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme.

$I_w$  : Facteur de gauchissement.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

L : Longueur de l'élément.

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

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

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

$G_p$  : Poids propre.

$\nu$ :Coefficient de poissant (nu).

$\mu_s$  : Moment ultime à L'ELS (mu).

$\mu_u$ :Moment réduit à L'ELU.

### **Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons :**

$d$  : Diamètre des boulons.

$d_0$  : Diamètre des trous de fixation.

$A_s$  : Section des boulons.

$f_{ub}$  : Résistance a la traction des boulons.

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

### **Autres symboles :**

$\gamma_{M_0}$  : Facteur partiel de sécurité du matériau.

$\Psi$  : Coefficient de combinaison.

$\lambda$  : Élancement.

$\lambda_1$  : Élancement Eulérien.

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

$\bar{\lambda}_{LT}$  : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

$\chi$  : Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.

$\chi_{LT}$  : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection pour le flambement.

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

# SOMMAIRE

## Chapitre I : Généralité

1. Introduction .....	2
2. Présentation du projet .....	2
3. Caractéristiques et données du projet .....	3
3.1 Données géométriques .....	3
3.2 Ouvertures .....	3
3.3 Ossature et stabilité de la structure .....	3
3.4. La toiture .....	3
3.5. Les façades .....	4
3.6. Matériaux utilisés .....	4
4. Règlements techniques utilisés .....	5
5. Assemblages .....	5
6. Les états limites .....	5
7. Conception structurelle .....	6

## Chapitre II : Etude climatique selon le RNV2013 :

1. Introduction .....	8
2. Présentation générale .....	8
3. Étude du vent selon (RNV version 2013) .....	8
3.1. Effet de la région .....	8
3.2. Effet de site .....	8
3.3. Coefficient de topographie .....	9
3.4. Calcul de pression .....	9
3.4.1. Détermination de la pression dynamique .....	9
3.4.2. Détermination du coefficient d'exposition $C_{ex}$ .....	9
3.4.2.1. Détermination du coefficient de rigoriste $C_r$ .....	10
3.4.2.2. Détermination de l'intensité de turbulence $I_v$ .....	10
3.4.2.3. Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ .....	10
3.4.2.3.1. Détermination de coefficient de pression intérieure .....	14
3.4.2.3.2. Calcul de la pression statique du vent .....	15
3.4.2.3.3. La direction du vent dans le cas fermé .....	19
4. Action de la neige .....	23
5. Forces de frottements .....	26
6. Action d'ensemble .....	27
7. Calcul de la stabilité d'ensemble .....	29

## Chapitre III : Etude des éléments secondaire

1. Introduction .....	33
2. Étude des pannes de couverture .....	33
3. Dimensionnement des liernes de pannes .....	42
4. Dimensionnement des échantignolles .....	45

5. Calcul des lisses de bardages .....	46
6. Calcul des potelets .....	53

### **Chapitre IV : Étude des éléments structuraux**

1. Introduction.....	60
2. Efforts sollicitant le portique.....	61
3. Calcul des efforts internes.....	63
4. Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb).....	69
5. Choix de la méthode d'analyse .....	72
6. Pré-dimensionnement de la traverse .....	73
7. Dimensionnement de la traverse .....	74
8. Vérification des poteaux .....	84
9. Conclusion générale .....	89

### **Chapitre V : Calcul de contreventement**

1. Introduction.....	91
2. Dispositions des contreventements .....	91
3. Calcul de la poutre au vent en pignon .....	91
4. Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité.....	94
5. Calcul de la palée de stabilité en long pan .....	102

### **Chapitre VI : Etude sismique**

1. Introduction.....	105
2. Méthode statique équivalente.....	105
2.1. Condition d'application .....	105
2.2. Principe de la méthode .....	105
2.3. Calcul de l'effort tranchant V à la base .....	105
3. Conclusion.....	109

### **Chapitre VII : Calcul des assemblages**

1. Introduction .....	111
2. Calcul des assemblages par boulons.....	111
2.1. Assemblage de rive (Poteau-Traverse) .....	112
2.2. Assemblage de faîtage.....	119
3. Calcul des bases des poteaux .....	121
3.1. Tiges d'ancrages.....	126

### **Chapitre VIII : Etude des fondations**

1. Introduction.....	132
2. Les types des fondations .....	132
3. Calcul des longrines.....	134

### **Conclusion générale**

### **Bibliographie**

## 1. Introduction :

Ses dernières années, la construction métallique prend une place très importante dans tous les domaines.

- ✓ Les divers avantages de la construction métallique relativement aux autres constructions :
  - Une grande souplesse architecturale.
  - Une compétitivité importante.
  - Une haute performance.
  - Une rentabilité de la construction.
  - Une maintenance faible pendant la durée de vie du bâtiment.
- ✓ Les divers inconvénients d'une structure métallique :
  - Un cout élevé.
  - Sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule à une température relativement élevée.

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenées à réaliser un projet de fin d'études dans le but d'être confrontée à une situation professionnelle concrète et ce projet consiste à dimensionner les éléments d'un hangar métallique de forme rectangulaire destiné à la fabrication (atelier).

## 2. Présentation du projet :

Ce projet consiste en l'étude d'un hangar en ossature métallique destinée « atelier de fabrication », situé dans la zone industriel de TALA ATMANE, vers la route CW174, wilaya de TIZI OUZOU sur un site plat d'une altitude de 184m et qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003, Zone sismique : IIa

Notre hangar possède 3 entrées, 5 fenêtres sur façade principale et une porte avec une toiture composée de deux versants symétriques.

La structure de l'ouvrage occupe une assiette de  $1193.4\text{m}^2$  avec un espacement de 6,8m entre les portiques ce qui fait le total de 7 portiques.

Notre projet de fin d'étude s'oriente exclusivement vers l'étude des éléments structuraux d'un hangar métallique.

L'envergure et la complexité de ce projet m'ont permis de mener a bien une large palette d'études énumérer ci-dessous :

- Étude climatique (neige et vent).
- Étude de l'ossature secondaire (dimensionnement des éléments supportant la toiture et les panneaux de façade).

- Étude sismique (Évaluation de l'effort horizontale engendrer par un séisme).
- Étude et dimensionnement du portique (Étude de l'ossature principale du hangar).
- Étude des assemblages.
- Étude numérique du portique et des assemblages.

### **3. Caractéristiques et données du projet :**

#### **3.1 Données géométriques :**

- Longueur totale : 41.8m.
- Largeur totale : 30.5m.
- Hauteur des poteaux : 10.46m.
- Hauteur totale : 12m.
- Pente de la toiture  $\alpha=5.77^\circ$
- L'altitude de l'ouvrage :H=184m

#### **3.2. Ouvertures :**

- Façade Nord :  $2 \times (4.08 \times 2.2) = 17.95 \text{ m}^2$
- Façade Sud: pas d'ouvertures.
- Façade Est:  $(4.08 \times 2.2) + (5 \times 4.3 \times 2.2) = 51.38 \text{ m}^2$
- Façade Ouest: pas d'ouvertures.

#### **3.3. 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.

#### **3.4. La toiture :**

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent. La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

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

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

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

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

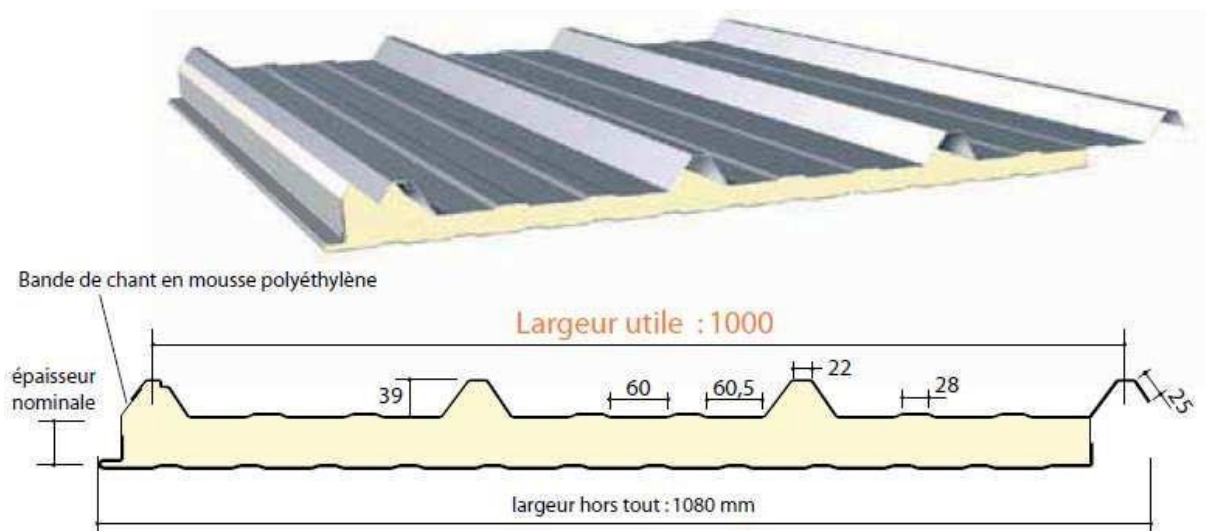


Figure I-1- : Panneau sandwich.

### 3.5. Les façades :

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

### 3.6. Matériaux utilisés :

#### A. Acier :

On a opté pour des aciers de construction laminé à chaud avec une nuance S235 qui présente la caractéristique suivante :

- Résistance limite d'élasticité :  $f_y=235\text{MPa}$ .
- Module d'élasticité longitudinale :  $E=210000\text{MPa}$ .
- Module de cisaillement :  $G=81000\text{MPa}$ .
- Poids volumique :  $\rho=7859\text{ Kg/m}^3$ .

#### B. Béton armé :

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:  $f_{c28} = 25$  MPa.
- La résistance à la traction :  $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1$  MPa

#### **4. Règlements techniques utilisés :**

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

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

**DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».**

**DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES« RPA99/VERSION 2003 ».**

**DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».**

**BAEL91 : Calcul des Structures en béton.**

**EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.**

#### **5. Assemblages :**

##### **A. Le boulonnage :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas on a utilisé des boulons haute résistance (HR) classe : 10,9 ( $f_y = 900$ MPa ;  $f_u = 1000$ MPa) pour les assemblages rigides des portiques auto stable et de tiges d'ancrage (M20) de forme courbe classe : 4,6.

##### **B. Le soudage :**

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

#### **6. Les états limites :**

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

##### **A. Etat limite ultime :**

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- la perte d'équilibre de la structure ou l'une de ses parties ;
- la ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

##### **B. Etat limite de service :**

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux ;
- les vibrations incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.

## **7. Conception structurelle :**

### **A. Partie horizontale(les toitures) :**

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double ; d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection.

La toiture de notre projet comporte 2 versants symétriques et constituées de plusieurs éléments :

- les pannes
- les liernes
- couverture en panneaux sandwichs.

### **B. Partie verticale (les façades) :**

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

## 1. Introduction :

Le document technique réglementaire fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions de vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et les actions de neige.

## 2. Présentation générale :

L'étude climatique est un point essentiel pour une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations produites par la charge de la neige d'un côté, et des efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du Règlement Neige et Vent «RNV 2013 » nous permettra de déterminer ses sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur la structure métallique .dont la structure est un hangar a usage d'atelier de fabrication.

## 3. Étude du vent selon (RNV version 2013) :

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- Au long pan V1

Tapez une équation ici Au pignon V2

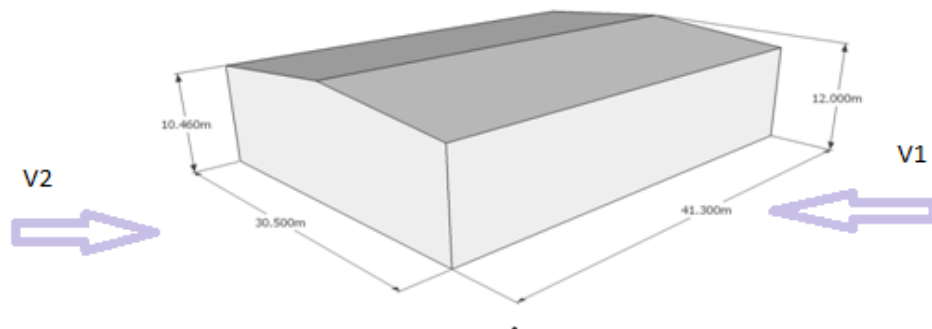


Fig II.1 : direction du vent V1 et V2

### 3.1. Effet de la région :

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le « RNV 2013 » tableau 2 .3 p46 par  $q_{ref} = 37,5 \text{ daN /m}^2$ .

### 3.2. Effet de site :

La structure est implantée en zone industrielle, donc la catégorie du terrain est III dont :

- Le facteur de terrain  $K_t = 0,215$

- Le paramètre de rugosité  $h_0 = 0,3\text{m}$
- La hauteur minimale  $h_{\min} = 8\text{m}$
- $\varepsilon = 0,37$  coefficient pour le calcul de  $C_d$

### 3.3. Coefficient de topographie :

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

Notre site est plat, d'où :  $C_t = 1$ .

### 3.4. Calcul de pression :

La pression due au vent est donnée par :

$$P_h = q_h \cdot (C_e - C_i)$$

Or :  $P_h$  : pression dynamique de la construction

$q_h$  : pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $h$  considérée.

$C_e$  : coefficient de pression extérieure

$C_i$  : coefficient de pression intérieure.

#### 3.4.1. Détermination de la pression dynamique :

La pression dynamique  $q_h$  est donnée :

$$q_h = q_{\text{ref}} \cdot C_{\text{ex}}$$

Avec :

$q_{\text{ref}} = 37,5 \text{ daN/m}^2$  : la pression dynamique référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau « RNV 2013 » tableau 2.3 p46, en fonction de zone de vent.

$C_{\text{ex}}$  : coefficient d'exposition de vent.

#### 3.4.2. Détermination du coefficient d'exposition $C_{\text{ex}}$ :

Notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$C_{\text{ex}} = C_t^2 + C_r^2 \cdot (1 + 7I_v)$$

Or :  $C_t = 1$  et  $K_t = 0,215$

$C_r$  = coefficient de rugosité

$C_t$  = coefficient de topographie.

$I_v$  = intensité de turbulence.

### 3.4.2.1. Détermination du coefficient de rugosité $C_r$ :

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(z) = K_t \cdot \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) \quad \text{Si } h_{\min} \leq h \leq 200m$$

$$= K_t \cdot \ln\left(\frac{h_{\min}}{h_0}\right) \quad \text{Si } h \leq h_{\min}$$

Avec :  $K_t$  : facteur de terrain

$h_0$  : paramètre de rugosité

$h_{\min}$  : hauteur minimale

$h$  : hauteur considérée.

On a :  $h_0 = 0,3m$ ,  $h_{\min} = 8m \rightarrow h_{\min} \leq h \leq 200m$   $C_r = K_t \cdot \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) = 0,215 \ln\frac{12}{0,3} = \mathbf{0,793}$ .

### 3.4.2.2. Détermination de l'intensité de turbulence $I_v$ :

$$\text{On a : } \begin{cases} I_v = \frac{1}{C_t \cdot \ln\left(\frac{h}{h_0}\right)} & \text{si } h > h_{\min} \\ I_v = \frac{1}{C_t \cdot \ln\left(\frac{h_{\min}}{h_0}\right)} & \text{si } h \leq h_{\min}. \end{cases}$$

Or :  $h = 12m > h_{\min} = 8m$

$$I_v = \frac{1}{1 \cdot \ln\frac{12}{0,3}} = \mathbf{0,271}$$

**Donc :**  $C_{ex} = C_t^2 + C_r^2 \cdot (1 + 7I_v) = 1^2 + 0,793^2 \cdot (1 + 7 \cdot 0,271) = \mathbf{1,822}$

$$q_h = C_{ex} \cdot q_{ref} = 37,5 \cdot 1,822 = \mathbf{68,32 daN/m^2}$$

### 3.4.2.3. Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ :

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension et la surface chargée  $A$ , qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées  $A$  de  $1m^2$  Dans des tableaux relatifs aux configurations de bâtiments appropriées, ils sont notés  $C_{pe1}$  pour les coefficients locaux et  $C_{pe10}$  pour les coefficients globaux, respectivement. (RNV 99 p64).

- $C_{pe} = C_{pe1} \quad S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) \quad 1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10} \quad S \geq 10m^2$

Tel que:  $S$ = surface chargée de la paroi considérée en  $m^2$ .

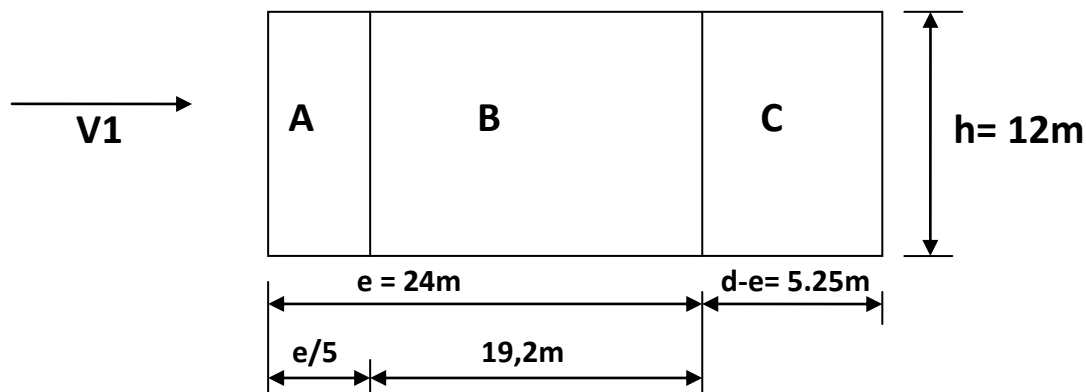
**A- Vent perpendiculaire au long pan V1 :**

- **Parois verticales :**

Pour cette direction du vent on a :  $b= 41,3m$  ;  $d= 30,5m$  ;  $h= 12m$

$e= \min (b ; 2h)= \min(40.8; 24)= 24m$

et on a :  $d= 29.25m > e= 24m$ , on utilise la légende suivante :



**figII.2 : dimension de la zone verticale sous vent**

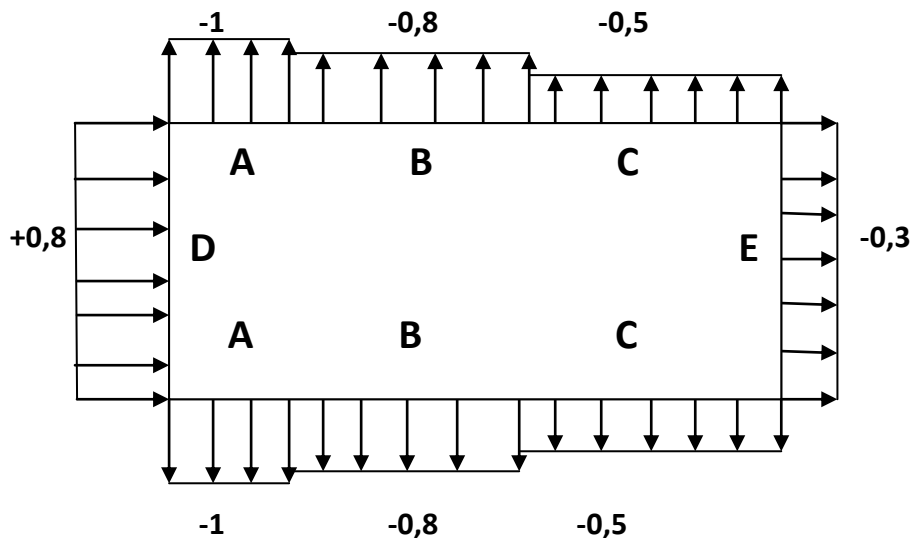
Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

zone	A	B	C	D	E
Surface $m^2$	57,6	230,4	63	495,6	495,6
$C_{pe}$	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

**Tableau II.1 : pression extérieur de zone vertical**

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à  $10m^2$  donc  $C_{pe}= C_{pe10}$ .

La figure suivante illustre la répartition  $C_{pe}$  pour les parois verticales :



**FigII.3 : valeur de  $C_e$  pour la paroi vertical direction du vent V1.**

• **Toiture :**

**Calcul de la pente  $\alpha$  :** 
$$\text{Tg}\alpha = \frac{1,54}{14,625} = 0,105 \quad \rightarrow \alpha = 6.01^\circ$$

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

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

Pour  $\alpha = 6.01^\circ$  ; direction du vent  $\theta = 0^\circ$

**Action vers le haut :**

Zone F :  $C_e = -1,7 + \frac{-0,9+1,7}{15-5} (5,77 - 5) = -1,64 \uparrow$

Zone G :  $C_e = -1,2 + \frac{-0,8+1,2}{15-5} (0,77) = -1,17 \uparrow$

Zone H :  $C_e = -0,6 + \frac{-0,3+0,6}{10} (0,77) = -0,58 \uparrow$

Zone J :  $C_e = -0,6 + \frac{-1+0,6}{10} (0,77) = -0,63 \uparrow$

Zone I :  $C_e = -0,6 + \frac{-0,4+0,6}{10} (0,77) = -0,58 \uparrow$

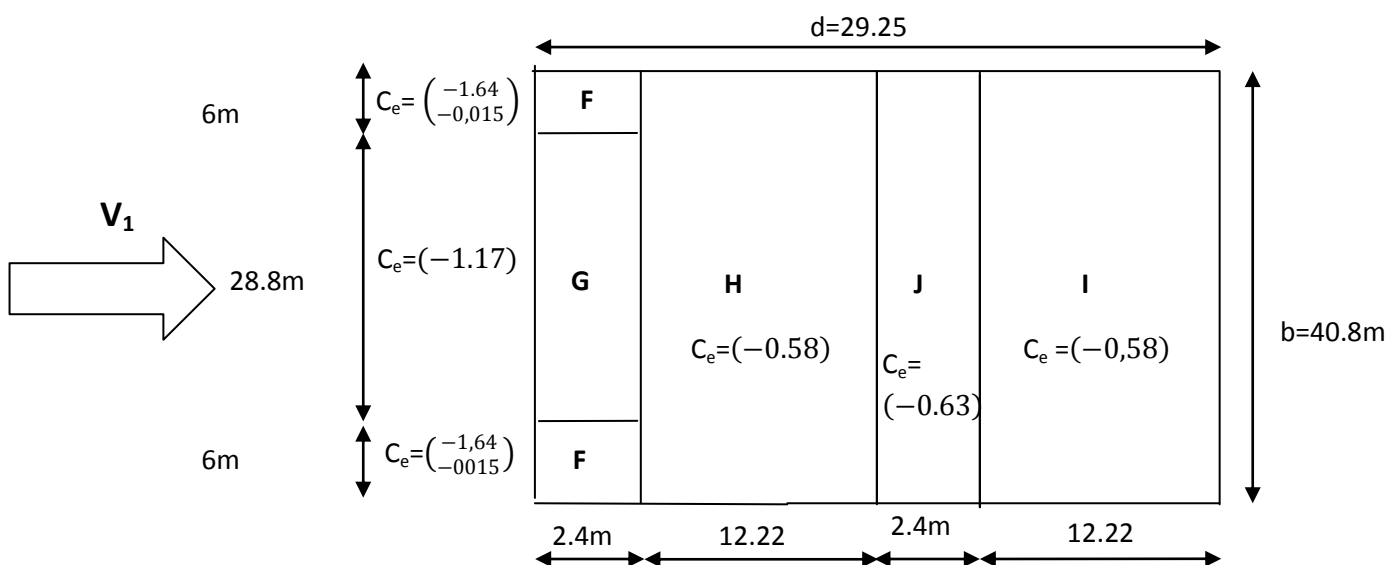
**Action vers le bas :**

Zone F ; G et H :  $C_e = 0 + \frac{0,2+0}{10} (0,77) = 0,015 \downarrow$

Zone J :  $C_e = +0,2 + \frac{0+0,2}{10} (0,77) = 0,215 \downarrow$

Zone I :  $C_e = 0$

La figure suivante illustre la répartition  $C_{pe}$  pour la toiture :



**Figl.4: valeur de  $C_e$  pour la toiture de la direction  $V_1$**

**B. Vent perpendiculaire au pignon V2 :**

Pour cette direction du vent (V2) :  $b=29.25\text{m}$  ,  $d=40.8\text{m}$  .  $h=12\text{m}$  .  $e=\min (b ; 2xh) = ( 29.25 ; 2x12=24\text{m})=24\text{m}$ .

- **Parois verticales :**

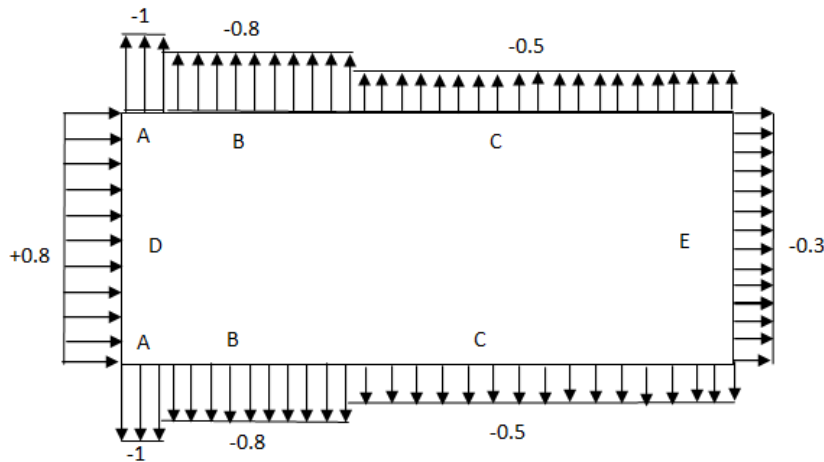


Fig II.5: valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales-direction  $V_2$  du vent

- **Toiture :**

Direction du vent  $V1$  ( $\theta=80^\circ$ ) :

La pente est de :  $\text{tag}\frac{1.54}{15.25} = 0.1$   $\alpha=5.77^\circ$ .

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

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

**Action vers le haut :**

$$\text{Zone F : } C_e = -1,6 + \frac{-1,3+1,6}{15-5} (5,77 - 5) = -1,58 \uparrow$$

$$\text{Zone G : } C_e = -1,3 + \frac{-1,3+1,3}{15-5} (0,77) = -1,3 \uparrow$$

$$\text{Zone H : } C_e = -0,7 + \frac{-0,6+0,7}{10} (0,77) = -0,69 \uparrow$$

$$\text{Zone I : } C_e = -0,6 + \frac{-0,5+0,6}{10} (0,77) = -0,59 \uparrow$$

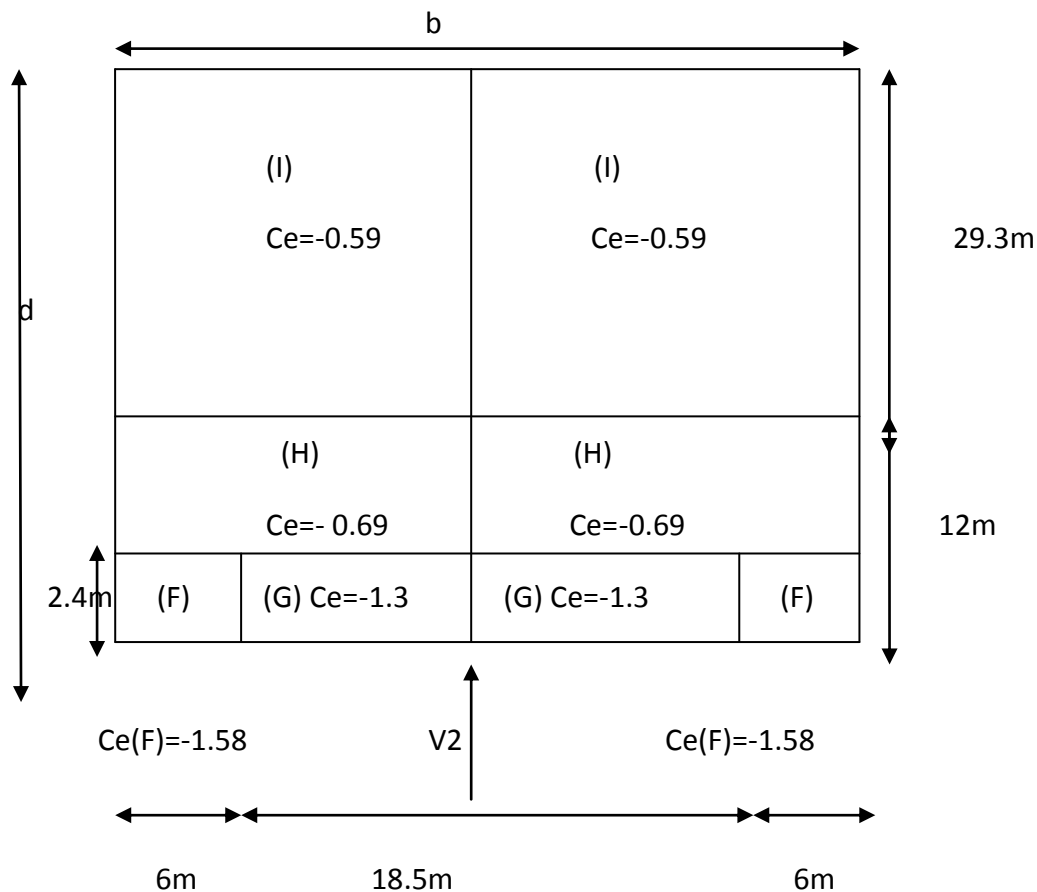


Fig II.6: Valeur de Ce pour la toiture direction du vent V2.

### 3.4.2.4. Détermination de coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression  $C_{pi}$  est fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qui est défini par :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\Sigma \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$

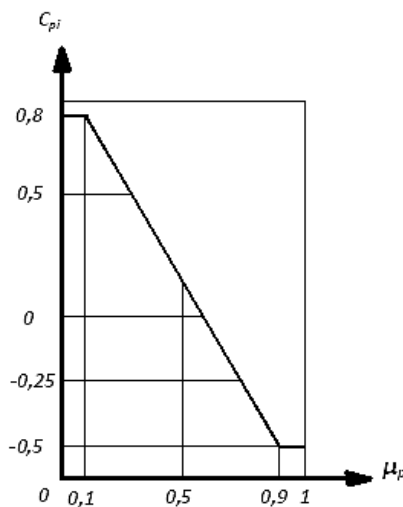


Fig II.7: C<sub>pi</sub> pour les bâtiments sans cloisons intérieures

**A. Vent perpendiculaire au long pan V1 :**

Notre hangar possède :

- 5 fenêtres de dimension ( 2,2x4,3) long pan.
- 1 porte de dimension (2,2x 4,08) long pan.
- 2 portes de dimension (2,2x4,08) pignon.

$$\mu_p = \frac{2 \cdot (2,2 \times 4,08)}{3 \times (2,2 \times 4,08) + 5(2,2 \times 4,3)} = \frac{17,952}{74,228} = 0,24$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12}{30,5} = 0,4 \rightarrow 0,25 < 0,4 < 1$$

$$C_{pi} = 0,33 + \frac{0,32 - 0,33}{0,75} (0,4 - 0,25) = \mathbf{0,33}$$

**B. Vent perpendiculaire au pignon V2 :**

$$C. \mu_p = \frac{\Sigma \text{sommes des ouvertures sous et parallèle auvent}}{\Sigma \text{sommes des ouvertures totales}}$$

$$U_p = \frac{1x(4,08x2,2) + 5x(2,2x4,3)}{3x(4,08x2,2) + 5x(2,2x4,3)} = 0,76. \text{ avec } \frac{h}{d} = \frac{12}{40,8} = 0,3.$$

On :  $0,1 < \mu_p = 0,76 < 0,9$

Donc :

$$C_{pi} = -0,15 + \frac{-0,25 - 0,15}{0,75} (0,76 - 0,25) = \mathbf{-0,22}.$$

**3.4.2.5. Calcul de la pression statique du vent  $P_h$  :**

On a :  $P_h = q_h(C_e - C_i)$

**A. Vent perpendiculaire au long pan V1 :**

- **Parois vertical :**

Les résultats de dans le tableau suivant :

zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
D	68.32	+0,8	0,33	+0,47	32.11
E	68.32	-0,3	0,33	-0,63	-43.04
A	68.32	-1	0,33	-1,33	-90.85
B	68.32	-0,8	0,33	-1,13	-77.2
C	68.32	-0,5	0,33	-0,83	-56.7

**Tableau II.2: pression sur les parois verticale direction V1 du vent.**

• **Toiture :**

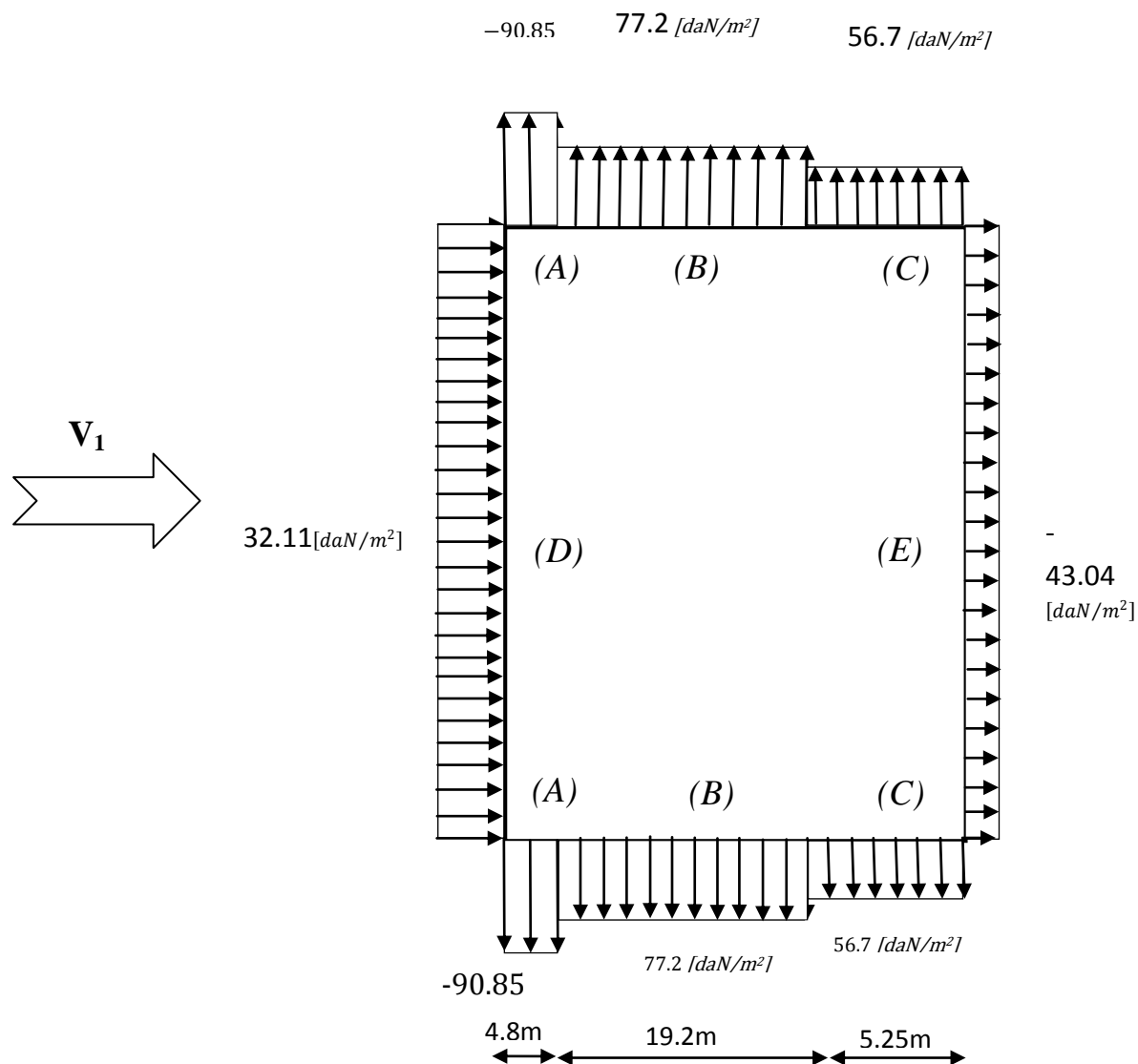
Les résultats de toiture sont représenté dans le tableau suivant :

zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$C_e$	$C_i$	$C_e-C_i$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
F	68.32	-1,64	0,33	-1,97	-134.52
		+0,015		-0,315	-22.52
G	68.32	-1,17	0,33	-1,5	-102.48
		+0,015		-0,315	-22.52
H	68.32	-0,58	0,33	-0,91	-62.17
		+0,015		-0,315	-22.52
I	68.32	-0,58	0,33	-0,91	-62.17
J	68.32	-0,63	0,33	-0,96	-65.58
		+0,215		-0,115	7.85

**Tableau II.3 : pression sur la toiture direction V1 du vent.**

Les figures suivantes illustres la répartition de pression du vent sur toutes les zones :

**Paroi verticale :**



**Fig II.8: répartition des pressions sur les parois verticales V1**

• Toiture :

(F) -134.52[daN/m]

(J) -65.58 [daN/m]

(G) -102.48[daN/m]

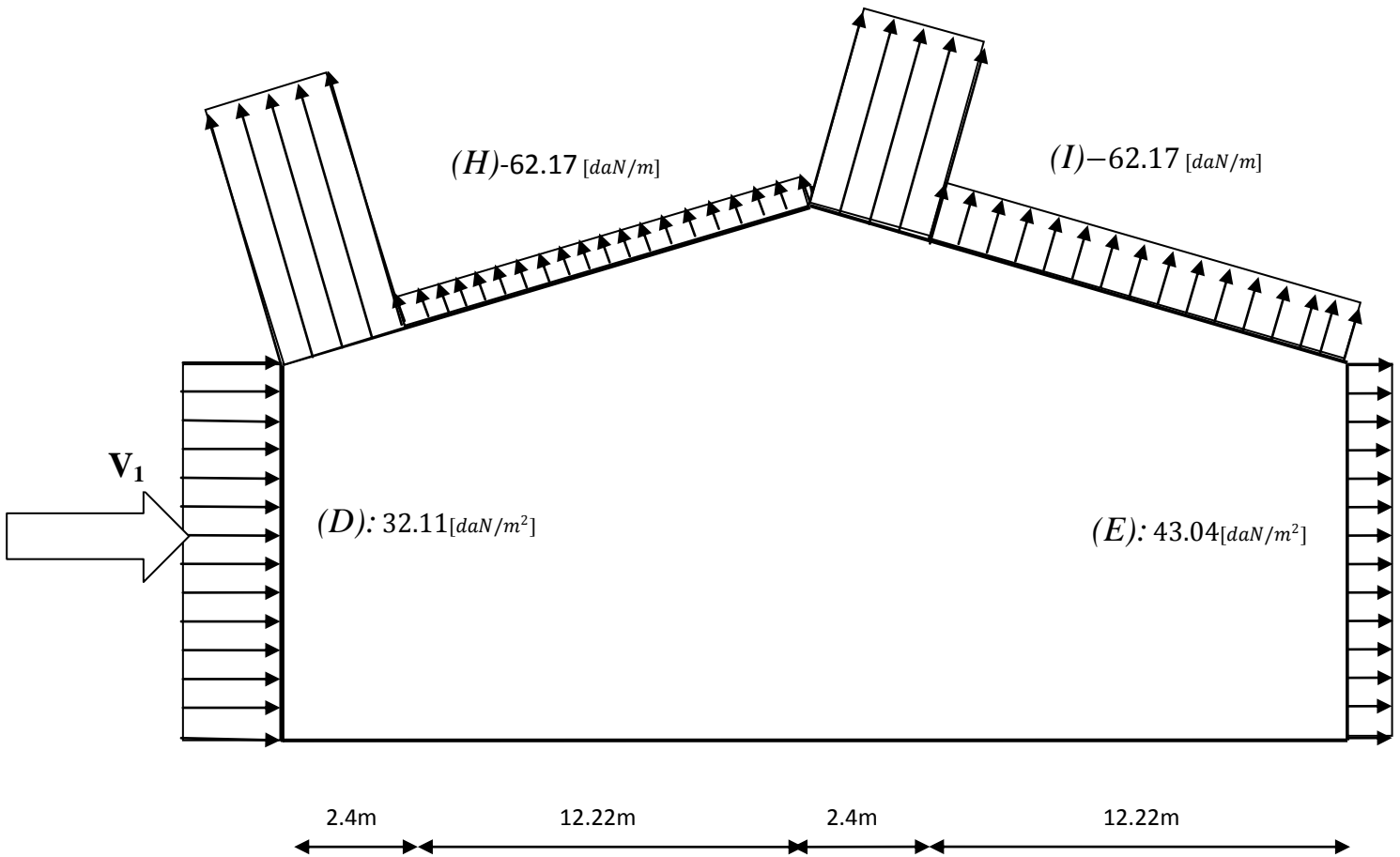


Fig II.9 : répartition des pressions sur la toiture V1

B. Vent perpendiculaire au pignon V2 :

• Parois verticale :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$C_e$	$C_i$	$(C_e-C_i)$	$P_h \text{daN/m}^2$
D	68.32	+ 0.8	-0.22	1.02	+69.69
E	68.32	- 0.3	-0.22	-0.08	-5.47
A	68.32	- 1	-0.22	-0.78	- 53.29
B	68.32	- 0.8	-0.22	-0.58	- 39.62
C	68.32	-0.5	-0.22	-0.28	-19.13

Tableau II.4: Pression sur les parois verticales- direction V2 du vent

• Toiture :

Zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$c_e$	$c_i$	$(c_e-c_i)$	$P_h\text{daN/m}^2$
F	68.32	- 1.58	- 0.22	- 1.36	-92.91
G	68.32	- 1.3	- 0.22	- 1.08	-73.78
H	68.32	- 0.69	- 0.22	- 0.47	-32.11
I	68.32	- 0.59	- 0.22	- 0.37	-25.28

Tableau II.5: Pression de la toiture -direction V2 du vent

La figure illustre la répartition des pressions sur les parois verticales dans la direction du vent  $V_2$  :

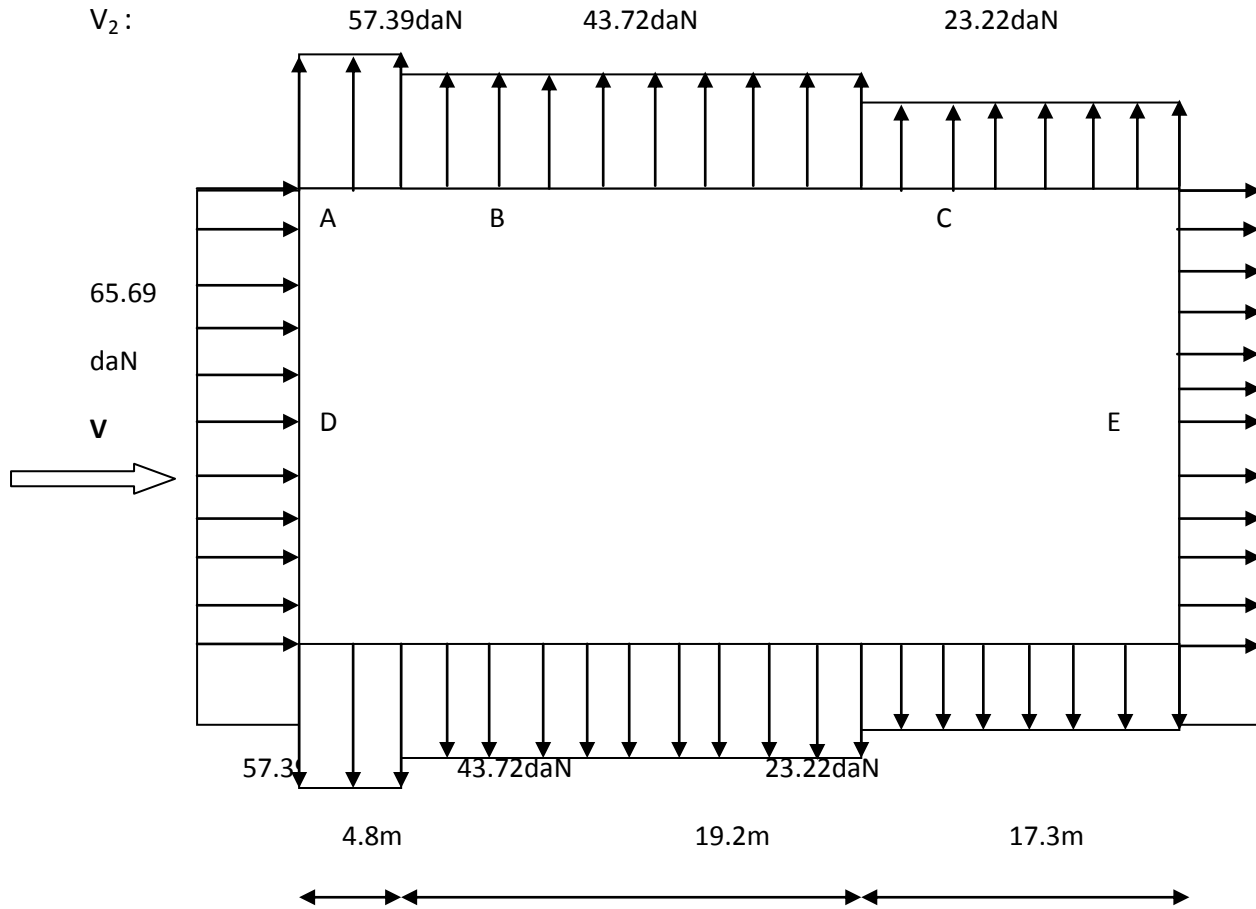


Fig II.10: Répartition des pressions sur les parois verticales –Direction  $V_2$  du vent

La figure ci-dessous illustre la répartition des pressions sur la toiture dans la direction du vent  $V_2$  :

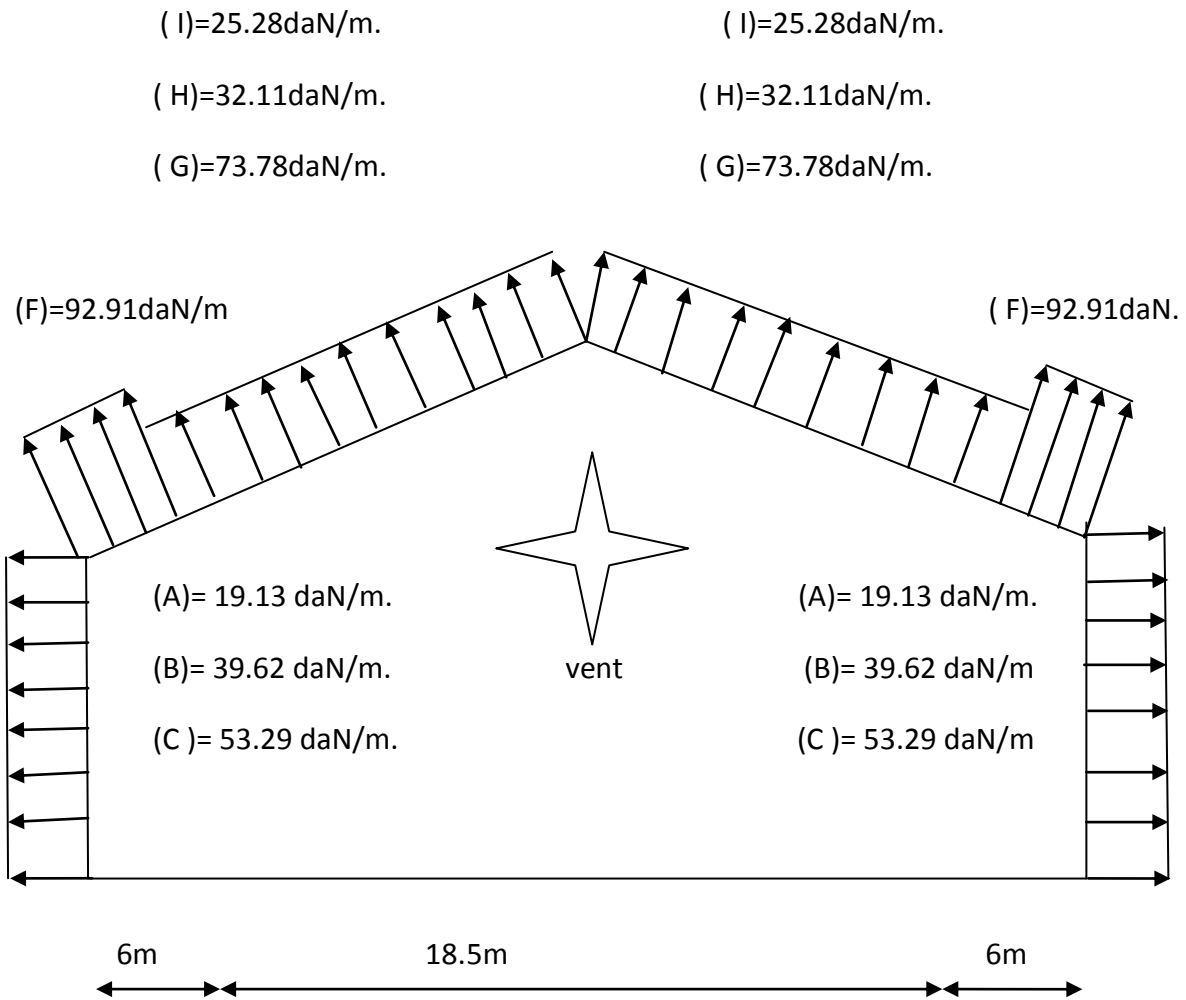


Fig II.11: Répartition des pressions sur la toiture –Direction  $V_2$  du vent

**3.4.2.6. La direction du vent dans le cas fermé :**

**Détermination du coefficient de pression intérieure  $C_{p_i}$  :**

**A. Vent perpendiculaire au long pan  $V_1$  :**

- **Parois vertical** : on opte les mêmes étapes que le cas ouvre

$$U_p = \frac{0}{3x(4.08x2.2) + 5x(2.2x4.3)} = 0 \text{ . avec } \frac{h}{d} = \frac{12}{30.5} = 0.4$$

Donc  $C_i = 0.35 + \frac{0.35 - 0.35}{0.75} (0.4 - 0.25) = 0.35$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$C_e$	$C_i$	$C_e-C_i$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
D	68.32	+0,8	0,35	+0,45	30,74
E	68.32	-0,3	0,35	-0,65	-44.41
A	68.32	-1	0,35	-1,35	-92.23
B	68.32	-0,8	0,35	-1,15	-78.57
C	68.32	-0,5	0,35	-0,85	-58.1

**Tableau II.6 : pression sur la paroi vertical direction V1 du vent-cas fermé**

• **Toiture :**

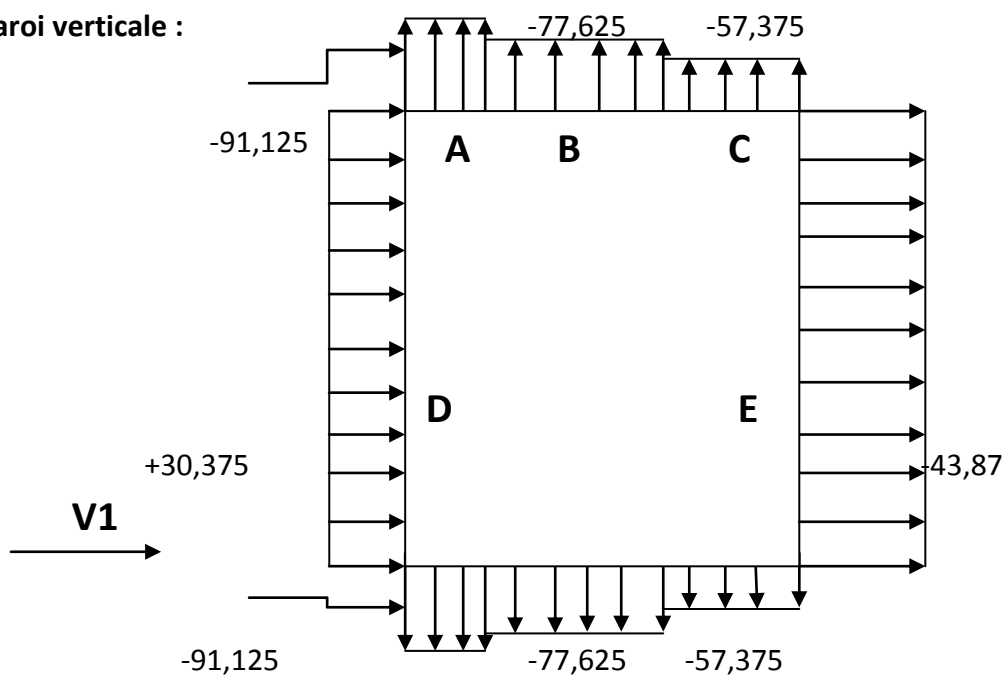
Les résultats de la toiture sont représenté dans le tableau suivant :

zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$C_e$	$C_i$	$C_e-C_i$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
F	68.32	-1,64	0,35	-1,99	-135.96
		+0,015		-0,335	-22,89
G	68.32	-1,17	0,35	-1,52	-103.85
		+0,015		-0,335	-22,89
H	68.32	-0,58	0,35	-0,93	-63.54
		+0,015		-0,335	-22,89
I	68.32	-0,58	0,35	-0,93	-63.54
J	68.32	-0,63	0,35	-0,98	-66.95
		+0,215		-0,135	-9,22

**Tableau II.7 : pression sur la toiture direction V1 du vent-cas fermé**

Les figures suivantes illustres la répartition de la pression statique du vent sur toutes les zones :

**Paroi verticale :**



**Fig II.12: répartition des pressions sur les parois verticales V1 -cas fermé**

• **Toiture :**

(F): 135.96  
[daN/m]

(J): 66.95 [daN/m]

(G): 103.85  
[daN/m]

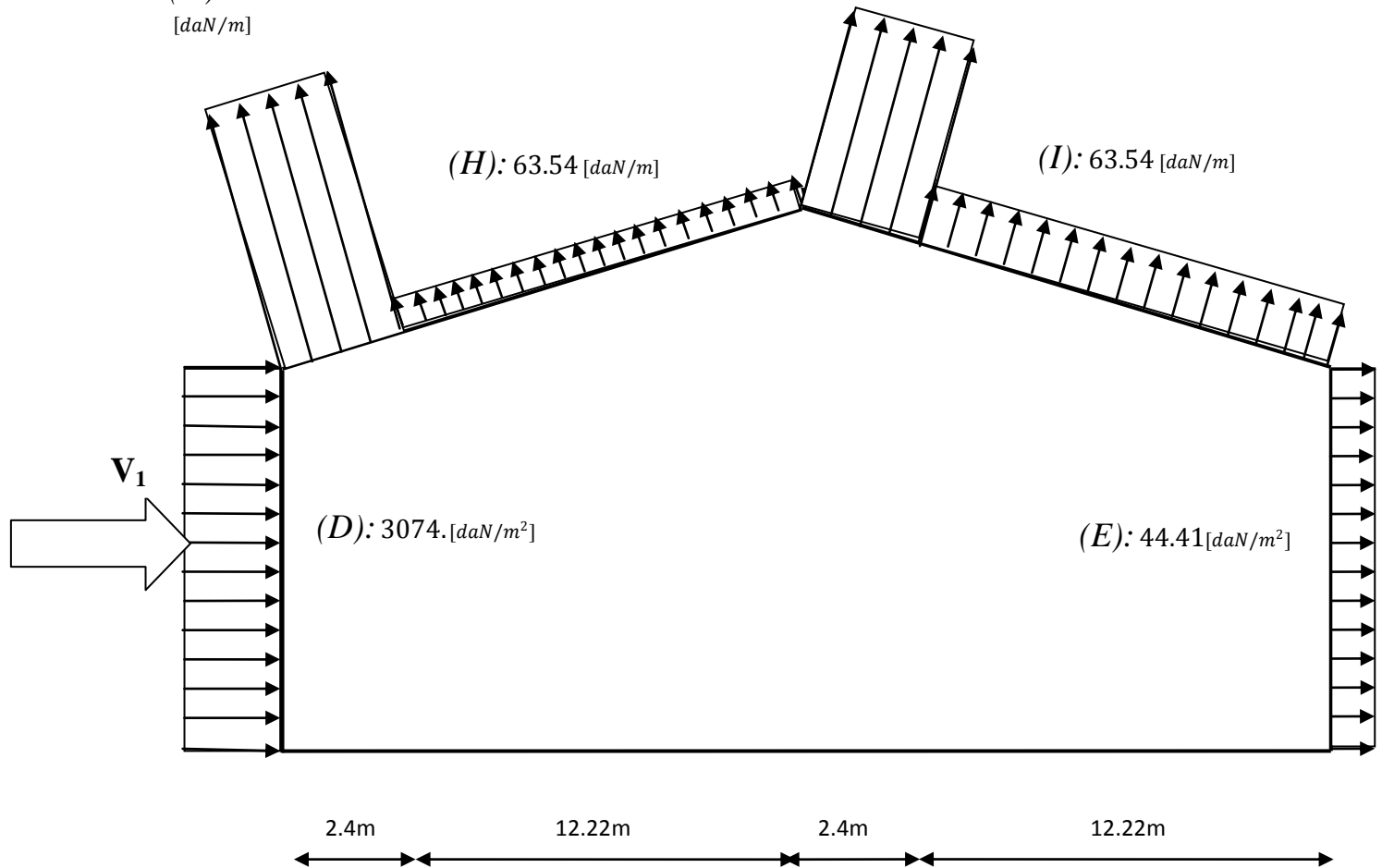


Fig II.13: répartition des pressions sur la toiture V1-cas fermé

**B. Vent perpendiculaire au pignon :**

on opte le même calcul que v1 cas ouvre

$$Up = \frac{0}{3x(4.08x2.2) + 5x(2.2x4.3)} = 0. \text{ avec } \frac{h}{d} = \frac{12}{41.3} = 0.3.$$

Donc :  $c_i = 0.34 + \frac{0.35-0.34}{0.75} (0.3 - 0.25) = 0.34$

• **Parois verticale :**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$c_e$	$c_i$	$(c_e-c_i)$	$P_h\text{daN/m}^2$
D	68.32	+ 0.8	0.34	0.46	31.42
E	68.32	- 0.3	0.34	-0.64	-43.72
A	68.32	- 1	0.34	-0.1.34	- 91.54
B	68.32	- 0.8	0.34	-1.14	- 77.88
C	68.32	-0.5	0.34	-0.84	-57.38

**Tableau II.8: Pression sur les parois verticales- direction V2 du vent-cas fermé**

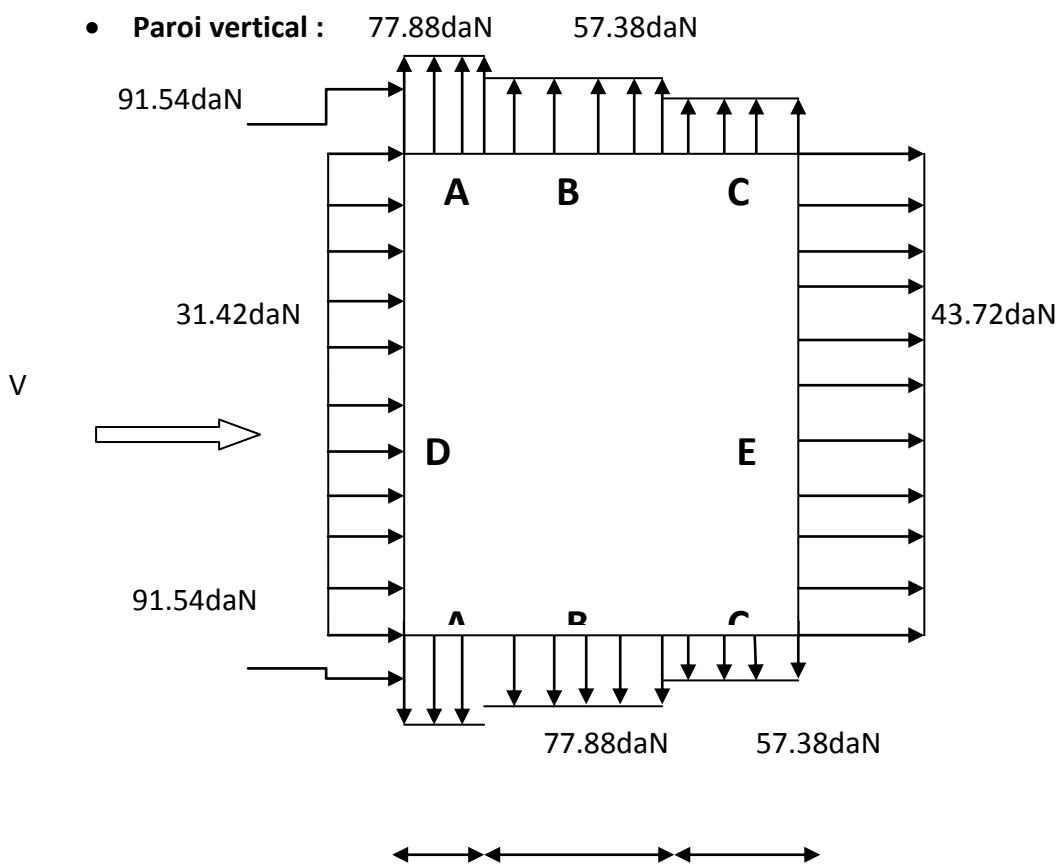
• **Toiture :**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$c_e$	$c_i$	$(c_e-c_i)$	$P_h\text{daN/m}^2$
F	68.32	- 1.58	0.34	- 1.92	-131.17
G	68.32	- 1.3	0.34	- 1.64	-112.04
H	68.32	- 0.69	0.34	- 1.02	-69.68
I	68.32	- 0.59	0.34	- 0.93	-63.53

**Tableau II.9: Pression de la toiture -direction V2 du vent-cas fermé**

La figure illustre la répartition des pressions sur les parois verticales dans la direction du vent  $V_2$ :



**Fig II.14 : Répartition des pressions sur les parois verticales V2-cas fermé**

La figure ci-dessous illustre la répartition des pressions sur la toiture dans la direction du vent  $V_2$  :

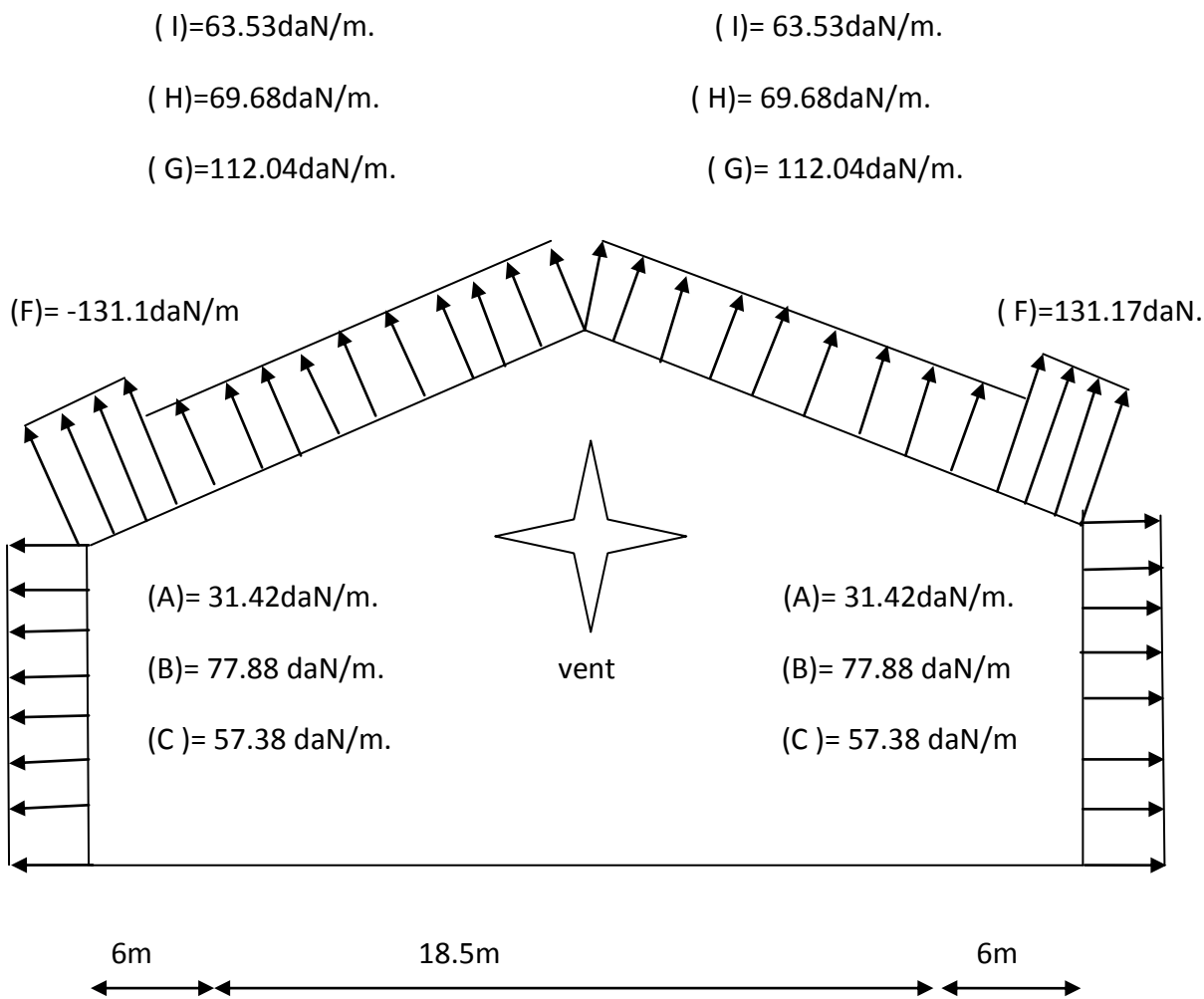


Fig II.15 : Répartition des pressions sur la toiture V2-cas fermé

#### 4. Action de la neige :

Le règlement neige et vent algériens(RNV2013) a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

##### 4.1. Applicabilité du règlement :

Nous étudions un hangar industriel situé à une altitude inférieure à 2000 m, ce qu'est incluse dans le domaine d'application du règlement

Donnés :

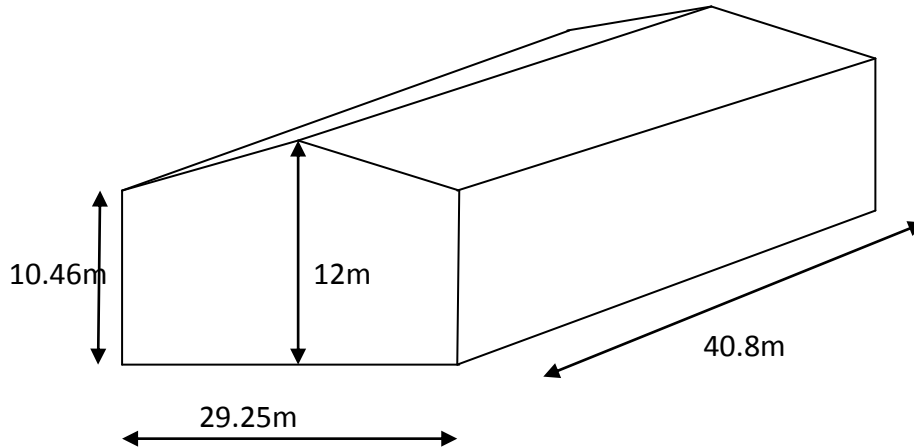


Fig II.16: dimensionnement du hangar

- $\alpha=5.77^\circ$
- Zone I.
- Altitude 184m.

#### 4.2. Charge de neige sur le sol :

La charge caractéristique de neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface est une fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré, elle est noté par :

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} = \frac{0.07 \times 184 + 15}{100} = 0.279 \text{ KN/m}^2$$

#### 4.3. Charge de la neige sur la toiture :

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

$$S = \mu \times S_k \text{ KN/m}^2$$

Avec :

- $S$  : charge de neige sur la toiture  $\text{KN/m}^2$
- $\mu$  : coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.  $\text{KN/m}^2$
- $S_k$  : charge caractéristique sur le sol  $\text{KN/m}^2$

#### 4.4. Calcul de coefficient de forme $\mu$ :

notre toiture termine par un obstacle ainsi la valeur minimal que peut prendre  $\mu$  est 0.8 :  $\mu \geq 0.8$ .

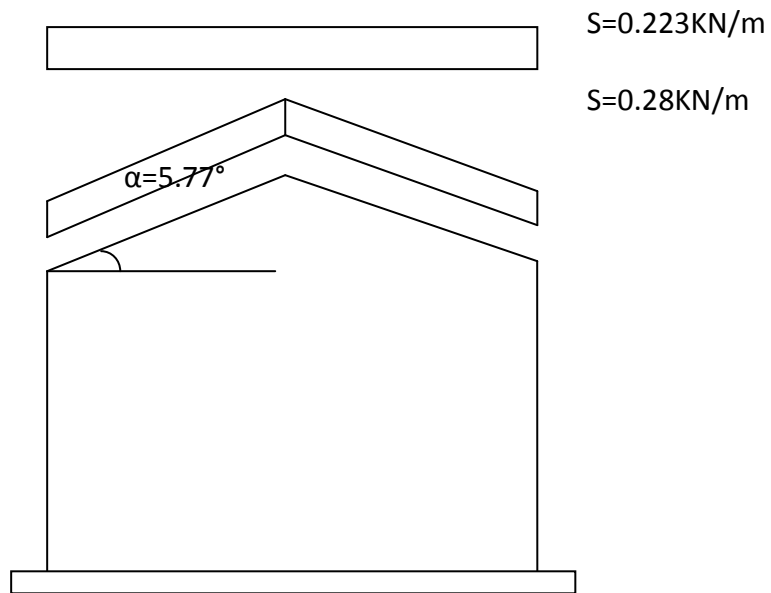
**4.5. Charge de neige répartie sans redistribution par le vent :**

On a deux versants symétriques :

Avec  $\alpha$  :  $0^\circ < \alpha = 5.77^\circ < 30^\circ$  donc  $\mu_1(\alpha) = 0.8$ .

$S = 0.8 \times 0.279 = 0.223 \text{ Kg/m}^2$ . (projection horizontal).

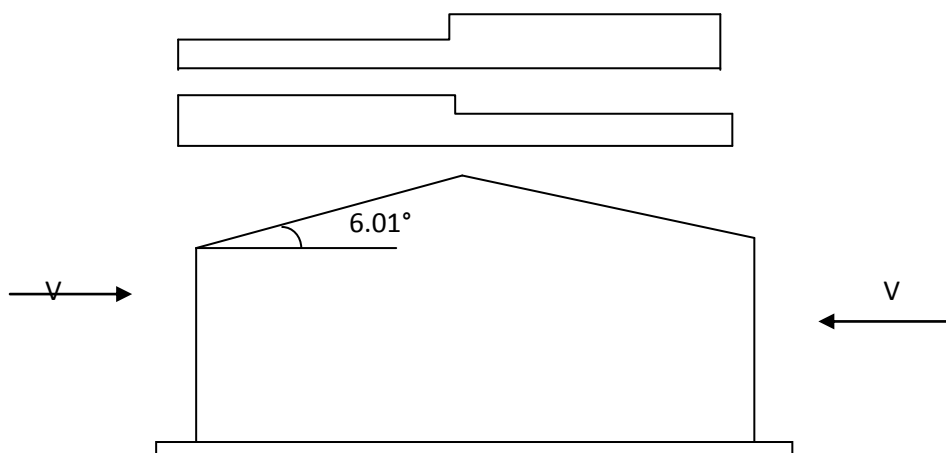
$S = 0.223 \times \cos 5.77 = 0.28 \text{ KN/m}^2$



**Fig II.17: Charge de neige sans redistribution par le vent**

**4.6. Charge de la neige répartie avec redistribution par le vent :**

l'un des versant aura la moitié de sa charge de neige calculée sans la distribution de vent :  $0.5S = 0.5 \times 0.223 = 0.111 \text{ kN/m}^2$ . Par projection horizontal.



**fig II.18 : Charge de neige.**

## 5. Forces de frottements :

Les effets de frottement de vent sur la surface peuvent être négligé lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent est inférieure ou égal a 4fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent ou sous le vent :

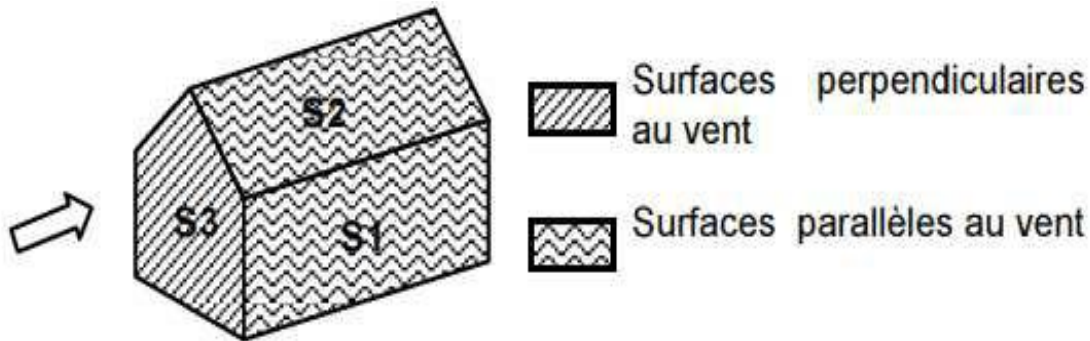


Fig II.19: prise en compte des effets de frottement

La force de frottement es négligeable si :

$\Sigma$ aire totale des surfaces // au vent  $\leq 4x \Sigma$ aire total des surfaces et sous vent

$$S1+S2 \leq 4S3$$

Donc :

$$S1 + S2 = (41.3 \times 10.46) + (41.3 \times 15.25 / \cos 5.77) = 432 + 633.03 = 1065.02 \text{ m}^2.$$

$$S3 = (30.5 \times 10.46) + (2 \times 15.25 \times 1.54 / 2) = 342.52 \text{ m}^2;$$

$$4x S3 = 4 \times 342.52 = 1370.08 \text{ m}^2.$$

$S1 + S2 < 4x S3$  donc la force de frottement n'est pas négligeable.

### 5.1. Calcul des Forces de frottements $F_{FR}$ :

$$F_{fr} = q_h \times C_{fr} \times A_{fr} \quad [daN]$$

Avec :

- $q_h$  : Pression dynamique de pointe.  $[daN/m^2]$
- $A_{fr}$  : L'aire de l'élément de surface balayé par le vent.  $[m^2]$
- $C_{fr}$  : Coefficient de frottement pour l'élément de surface considéré.

### 5.2. Coefficient de Frottement de frottements $C_{fr}$ :

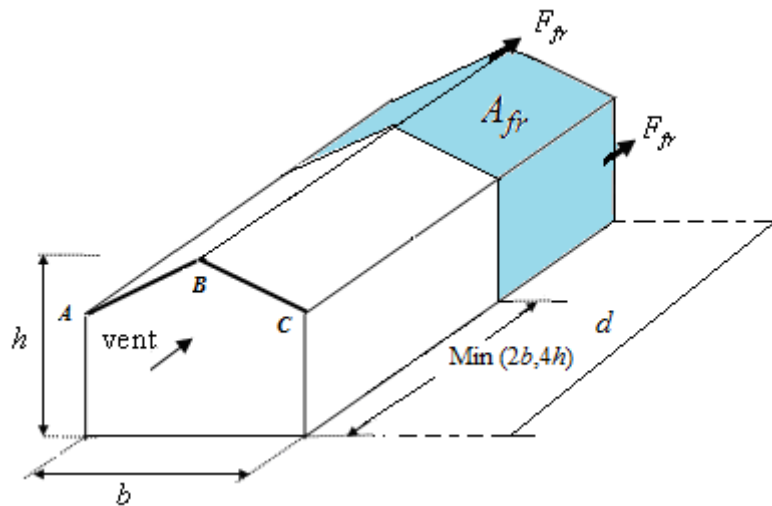
Pour déterminer la force, la subdivision des parois parallèles au vent (dont la somme des aires est appelée aussi aire de frottement) doit tenir compte des états de surfaces différents.

État de surface : bardage en toiture, ondulations des parois verticales perpendiculaire à la direction du vent  $\Rightarrow C_{fr} = 0,04$

**5.3. Aire de frottements  $A_{fr}$ :**

L'aire de frottement est déterminée selon la nature de paroi qui est dans notre cas une toiture à deux versants et vent parallèle aux génératrices.

$$\Rightarrow A_{fr} = \text{longueur développée de la toiture } ABC \times d$$



**Fig II.20: aire de frottement**

- (d) = 58.5m : dimension de la construction parallèle au vent.
- (b) = 29.25m : dimension de la construction perpendiculaire au vent. [m] \*

$$\text{Min}(2b, 4h) = \text{Min}(58.5, 48) = 48 \text{ m}$$

$$A_{fr} = 40.08 \times 2 \times 14.7 = 1178.35 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 68.32 \times 0.04 \times 1178.35 = 3220.20 \text{ daN}$$

**6. Action d'ensemble :**

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

$$R = C_d \sum (P_h \times A_{ref}) + \sum F_{fr}$$

Ou :

- $C_d$  : coefficient dynamique.

On a :  $h = 12 \text{ m} < 15 \text{ m}$   $\implies C_d = 1.$

- $A_{ref}$  : aire référence de la surface élémentaire

**6.1. Direction du vent V1 :**

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent V1 et les forces verticales, qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

Zone	Composante horizontale daN	Composante verticale daN
D	$32.11 \times 41.3 \times 10.46 = 13871.45$ →	0
E	$43.04 \times 41.3 \times 10.46 = 18580.23$ →	0
F1	$134.59 \times 2.4 \times 6 \times \text{tg}5.77 = 195.83$ ←	$195.83 / \text{tg}5.77 = 1938.09$
F2	$134.59 \times 2.4 \times 6 \times \text{tg}5.77 = 195.83$ ←	$195.83 / \text{tg}5.77 = 1938.09$
G	$102.48 \times 29.3 \times 2.4 \times \text{tg}5.77 = 728.18$ ←	$728.18 / \text{tg}5.77 = 7206.4$
H	$62.17 \times 12.85 \times 41.3 \times \text{tg}5.77 = 3333.95$ ←	$3333.95 / \text{tg}5.77 = 32993.93$
I	$62.17 \times 12.85 \times 41.3 \times \text{tg}5.77 = 3333.95$ →	$3333.95 / \text{tg}5.77 = 32993.93$
J	$65.58 \times 2.4 \times 41.3 \times \text{tg}5.77 = 656.83$ →	$656.83 / \text{tg}5.77 = 6500.29$
TOT	$R_x = 31988.67$ →	$R_z = 83570.72$ ↑

**Tableau II.10 : les valeurs de forces parallèle à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction du vent V1.**

**6.2. Direction du vent V2 :**

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent V2 et les forces verticales, qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après ;

Zone	Composante horizontale daN	Composante verticale daN
D	$65.59 \times 342.5 = 22464.58$ →	0
E	$9.56 \times 342.5 = 3274.58$ ←	0
F1	0	$97.01 \times 14.4 \times \cos5.77 = 1389.87$
F2	0	$97.01 \times 14.4 \times \cos5.77 = 1389.87$
G	0	$77.88 \times 44.4 \times \cos5.77 = 3440.35$
H	0	$36.21 \times 292.8 \times \cos5.77 = 10548.57$
I	0	$29.38 \times 893.65 \times \cos5.77 = 26122.4$
Ffr	3220.20	/
TOT	$R_x = 22410.2$ →	$R_z = 42891.06$

**Tableau II.11 : les valeurs de forces parallèle a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction du vent V2.**

## 7. Calcul de la stabilité d'ensemble :

### 7.1. Stabilité d'ensemble :

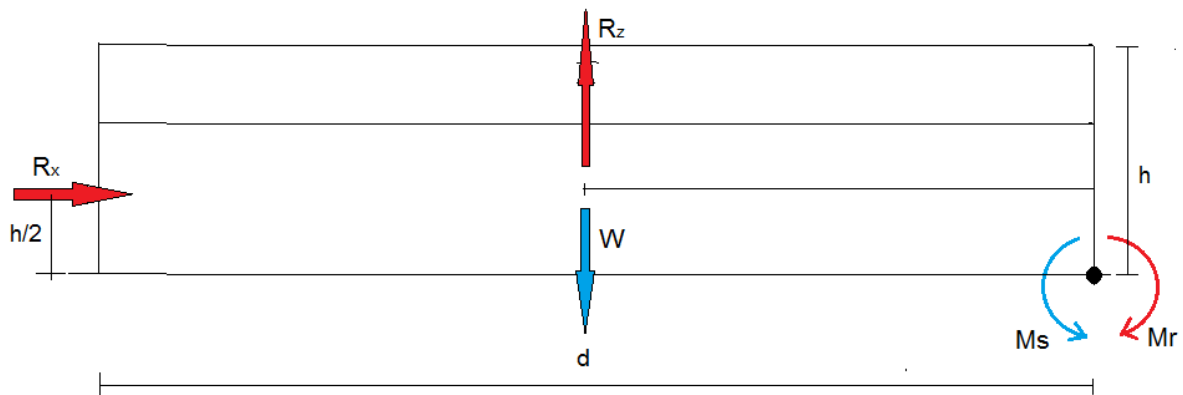


Fig II.21: stabilité longitudinal

#### A. Moment de renversement :

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

$$M_R = 22410.2 \times 6 + 42891.06 \times 20.4 = 10009438.82 \text{ daN.m.}$$

$$M_R = 10009.38 \text{ KN.m}$$

#### B. Moment de stabilité :

$$M_S = w \times \frac{d}{2} ;$$

Avec : W : poids approximatif de la surface en plan de bâtiment ;

$$W = 0.5 \times 29.25 \times 40.8 = 596.7 \text{ KN}$$

$$M_S = 596.7 \times 20.4 = 12172.68 \text{ KN.m.}$$

On a :

$$M_r \ll M_s \implies \text{Stabilité longitudinale vérifiée.}$$

## 7.2. Stabilité transversal :

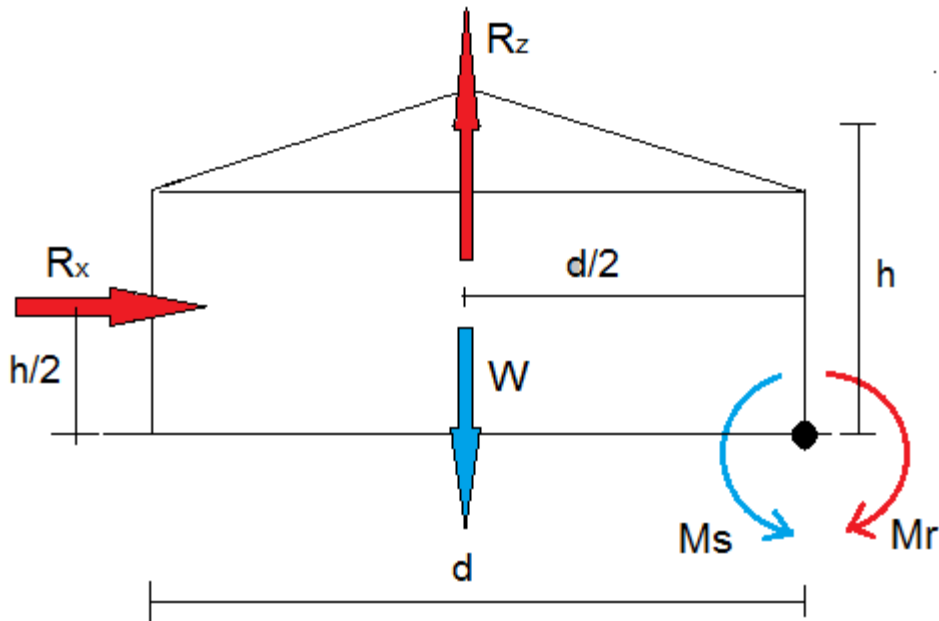


Fig II.22: stabilité transversal

### A. Moment de renversement :

$$M_R = (R_x \cdot h/2) + (R_z \cdot d/2).$$

$$M_R = 31988.67 \times 6 + 83570.72 \times 15.25 = 1466385.5 \text{ daN.m.} = 14663.85 \text{ KN.m}$$

### B. Moment de stabilité :

$$M_S = w \times d/2 ;$$

Avec :  $W$  : poids approximatif de la surface en plan de bâtiment ;

$$W = 0.5 (30.5 \times 41.3) = 629.82 \text{ KN} .$$

$$M_S = 629.82 \times 15.25 = 9604.75 \text{ KN.m}$$

$M_r > M_s \implies$  stabilité transversal non vérifié

Il faut vérifier que la condition suivante soit vérifiée :  $M_s = W' \cdot Xd/2 > 14663.85 \text{ KN}$

$$D'où : W \geq \frac{M_s}{b/2} = \frac{14663.85}{14.625} = 1002.65 \text{ KN}$$

Le poids propre du bâtiment :  $W = 40.8 \times 29.25 \times 0.5 = 596.7 \text{ KN}$

Il faut dimensionnées les semelles de fondations de manière à ce que leurs poids soient au minimum de :

$$1002.65 - 596.7 = 405.95 \text{ KN}$$

Nombre total de poteaux : 14

Le poids minimal d'une semelle en béton doit donc être de :

$$\frac{405.91}{14} = 18.45 \text{ KN}$$

Le volume du béton nécessaire est de :  $\frac{18.45}{25} = 0.83 \text{ m}^3$  (semelle de  $1 \text{ m}^2$  par  $0.83 \text{ m}$  de profondeur)

### Remarque :

Pour des raisons pratiques et de sécurité on opte une semelle de  $1 \text{ m}^2$  par  $0.9 \text{ m}$  de profondeur ;

Le poids additionnel du aux semelles de fondations :  $W = 0.9 \times 25 \times 14 = 495 \text{ KN}$ .

Le poids totale de la structure sera donc :  $W = 596.7 + 495 = 1091.7 \text{ KN}$

Avec : le poids volumique de béton supposé est de  $25 \text{ KN}$

### Vérification :

$$W = 0.9 \times 40.8 \times 29.25 = 1074.06 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } M_s = w \times d / 2 = 1074.06 \times 29.25 / 2 = 15708.12 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_r = 14663.85 \text{ KN} < M_s = 15708.12 \text{ KN} \implies \text{Stabilité transversal vérifié.}$$

## 1. Introduction :

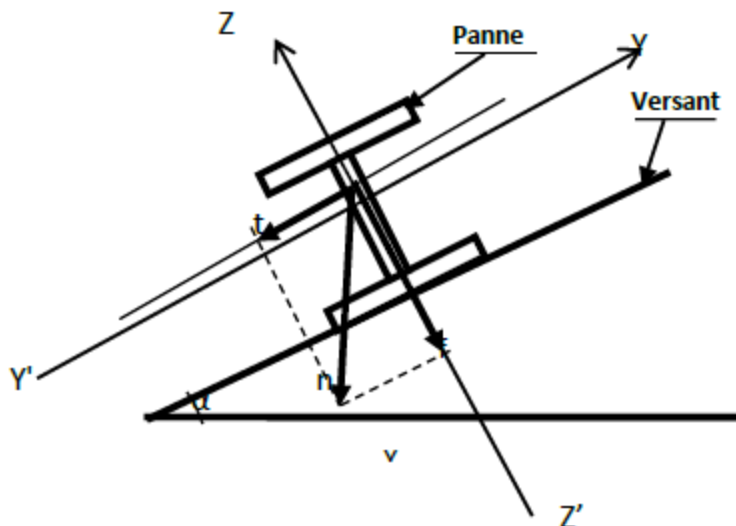
Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profilés qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'EUROCODE3 .Le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité, les profilés concernés par cette étude sont :

- Les pannes
- les liernes des pannes
- échantignolles
- Les lisses de bardages
- Les potelets

## 2. Étude des pannes de couverture :

### 2.1. Introduction :

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. Les pannes sont des éléments de profile, qui sont soumise à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, les actions climatiques et les surcharges d'entretien. Qui sont déposés parallèlement à la ligne de faitage dans le plan de versant et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle  $\alpha$ , sont réalisés généralement en profilé (IPE).



figIII-1 : disposition d'une panne sur un versant.

### 2.2. Dimensionnement des pannes :

- Chaque panne repose sur deux appuis de distance  $L=6,8$  m.

- La distance entre axe des pannes (espace entre deux pannes) de  $d=1.63\text{m}$ , on aura alors 9 pannes sur chaque versant de toiture.
- L'inclinaison de chaque versant est  $\alpha=6.01^\circ$
- Les pannes sont en acier S235

→  $F_y=23.5\text{daN/mm}^2$  (limite d'élasticité d'acier)

→  $E=2.1 \times 10^4\text{DaN/mm}^2$  (module d'élasticité longitudinale de l'acier)

### 2.3. Évaluation des charges et surcharges :

#### A- charges permanentes (G) :

Poids propre de la panne et de la couverture.

- Portée de la panne :  $6.8\text{m}$
- Espacement entre axe des pannes :  $1.63\text{m}$
- Angle d'inclinaison :  $6.01^\circ$
- Poids propre de la panne (IPE140) :  $12.9\text{kg/ml}$
- Accessoires de pose :  $5.0\text{kg/m}^2$
- Poids de la couverture (TN40) :  $12\text{kg/m}^2$

$$G = (12+5) \times 1.63 + 12.9 = 41.61\text{kg/ml}$$

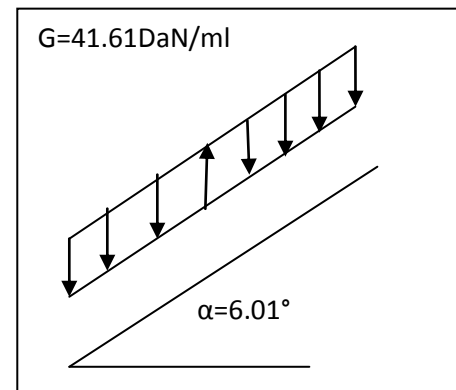


Fig. III.2 : Charges permanentes sur la panne.

#### B-surcharges d'entretien (P) :

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

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à  $30^\circ$  on prend la charge d'entretien minimale de  $0.6\text{kN/m}^2$  ; ( $60\text{daN/m}^2$ ) de la surface de la couverture.

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

$$E=60 \times 1.63 = 97.8\text{daN/ml}$$

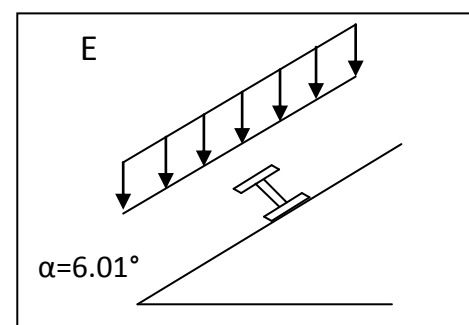


Fig. III.3 : surcharges entretien P sur la panne.

**C- surcharge climatiques :****C.1- surcharge de neige (N) :**

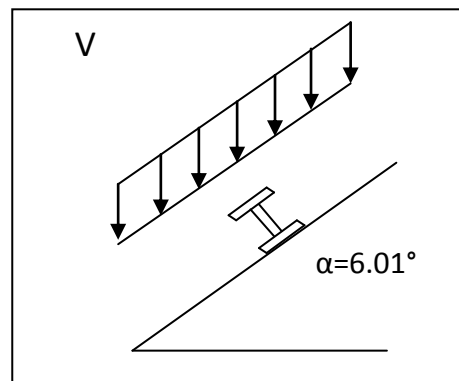
- par projection horizontale :  $N$

-Suivant rampant :  $N \cos \alpha$ .

$$N = 22.3 \cos(6.01) \times 1.63 = 36.15 \text{ daN/ml}$$

**C.2- surcharge du vent (V) :**

Perpendiculaire au versant :  $V$



**Figure III.5 : surcharge du vent sur la panne.**

Les pannes les plus sollicitées se trouvent dans la zone F de la toiture.

$$\triangleright V_F = -135.95 \text{ daN/m}^2$$

$$\Rightarrow V = -135.95 \times 1.63 = -221.6 \text{ daN/ml}$$

**2.4. Combinaison de charge les plus défavorables :****A. Actions vers le bas : (neige et entretien)**

$$Q_{sd1} = 1.35G + 1.5E = 1.35 \times 41.61 + 1.5 \times 97.8 = 202.9 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 41.61 + 1.5 \times 36.15 = 110.4 \text{ daN/ml}$$

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

$$Q_{sd} = 202.9 \text{ daN/ml}$$

**B. Actions vers le haut : (vent)**

$$Q_{zsd} = G \cos(6.01) - 1.5V = 41.61 \times \cos 6.01 - 1.5 \times 221.6 = -291.02 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = G \sin(6.01) = 1.35 \times 41.61 \times \sin 6.01 = 5.88 \text{ daN/ml}$$

**Remarque :**

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

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

**A. vérification de la résistance en section :**

On a choisi le profilé : IPE 140

G ( kg)m	h(mm)	b ( mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(mm <sup>2</sup> )	d(mm)
12.9	140	73	4.7	6.9	16.4	112.2

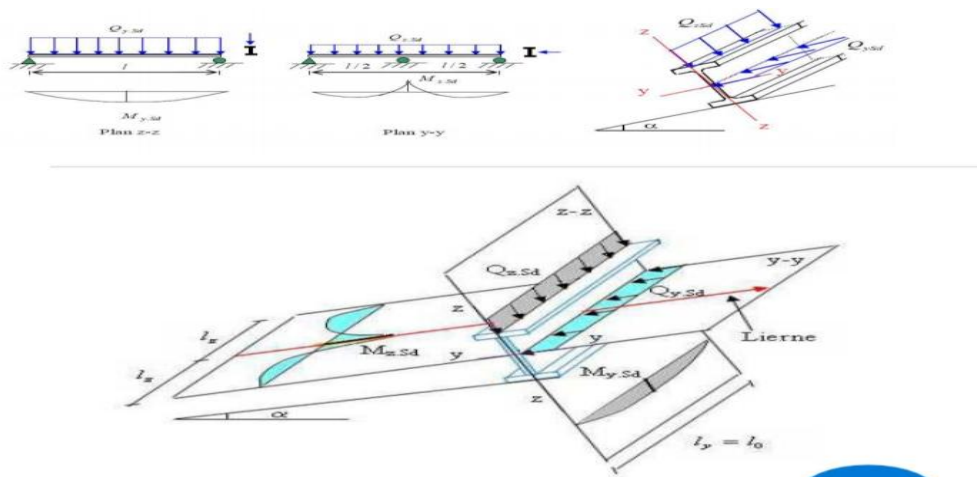
**Tableau III.1 : caractéristique de l'IPE140**

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

$$Q_{max} = Q_{sd} = 202.9 \text{ dan/ml.}$$

➤ **Vérification a la flexion :**

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



**Figure III.6 : panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.**

➤ **Classe de la section :**

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie.

➤ **Classe de la semelle :**

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

$$\frac{b-tw-2r}{t_f} = \frac{73-4.7-2 \times 7}{6.9} = 7.87 < 9 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

➤ **Classe de l'âme :**

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

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

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

$$\left[ \frac{M_{Ysd}}{M_{plyRd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

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

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

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

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

$Q_y$  : Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

$Q_z$  : Charge appliquée dans le plan de l'âme.

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

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

On a choisie une section en I :

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

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

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

$Q_{sd} = 202.9 \text{ daN/ml}$

$$Q_{zsd} = 202.9 \cos(6.01) = 201.1 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 202.9 \sin(6.01) = 21.24 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} * L^2}{8} = \frac{201.1 * 6.8^2}{8} = 1162.35 \text{ daN/ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} * L^2}{8} = \frac{21.24 * 6.8^2}{8} = 30.92 \text{ daN/ml}$$

Avec :  $W_{ply} = 88.3 \text{ cm}^3$  et  $w_{plz} = 19.3 \text{ cm}^3$  (IPE 140)

$$M_{plyRd} = \frac{w_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.3 \cdot 23.5}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzRd} = \frac{w_{plz} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.3 \cdot 23.5}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\left[ \frac{M_{Ysd}}{M_{plyrd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{Zsd}}{M_{plzrd}} \right]^\beta = \left[ \frac{1162.35}{1886.41} \right]^2 + \left[ \frac{30.92}{412.32} \right]^1 = 0.45 < 1$$

.....condition vérifiée

➤ Vérification au cisaillement :

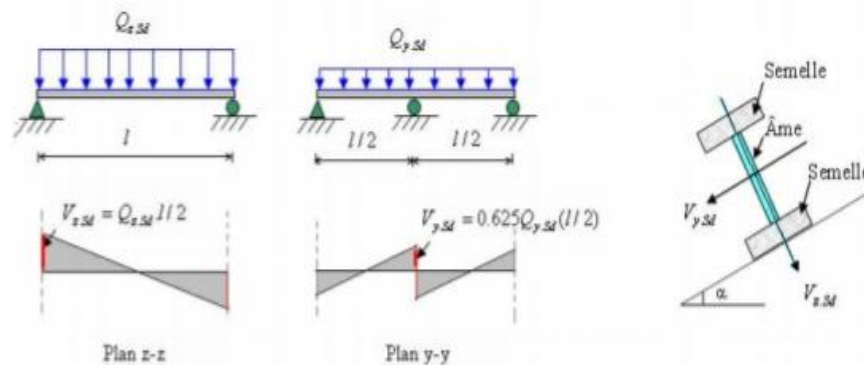


Figure III- 7: panne de toiture en cisaillement sous différents plans de chargement.

La vérification est donnée par les formules suivantes :

- ✓  $V_{zsd} \leq V_{plzRd}$
- ✓  $V_{ysd} \leq V_{plyRd}$

On a :  $A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$  ;  $A_{vy} = A - A_{vz} = 16.4 - 7.64 = 8.76 \text{ cm}^2$

- $V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} l}{2} = \frac{201.1 \cdot 6.8}{2} = 683.74 \text{ daN}$
- $V_{ysd} = 0.625 Q_{ysd} \left(\frac{l}{2}\right) = 0.625 \cdot 21.24 \cdot \frac{6.8}{2} = 45.13 \text{ daN}$
- $V_{plyRd} = \frac{A_{vy} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{8.76 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 10804.8 \text{ daN}$
- $V_{plzRd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 9423.4 \text{ daN}$

Donc :

$V_{zsd} = 683.74 \text{ daN} < V_{plzrd} = 9423.4 \text{ daN}$

$V_{ysd} = 45.13 \text{ daN} < V_{plyRd} = 10804.8 \text{ daN}$ .

.....conditions vérifiées

**B. Vérification de l'élément au déversement :**

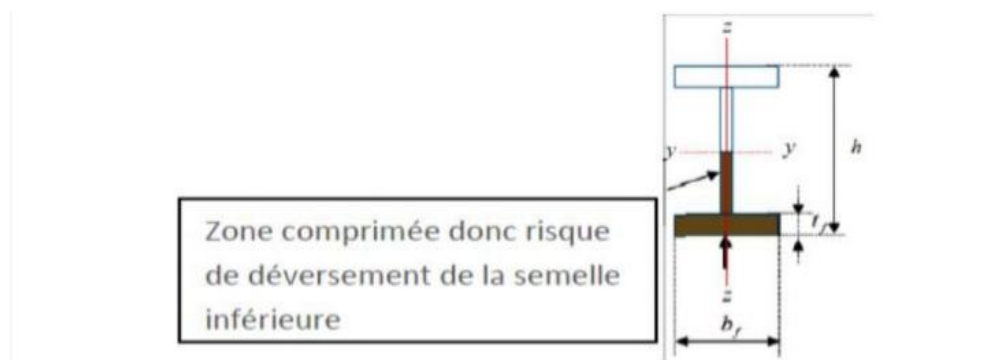
Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'axe et de rotation autour du centre de cisaillement.

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

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

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

**Action vers le haut :**  $Q_{zsd} = -291.02 \text{ daN/ml}$  ;  $Q_{ysd} = -5.88 \text{ daN/ml}$



**Figure III- 8: déversement de la panne.**

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{ysd} &= \frac{Q_{zsd} * L^2}{8} = \frac{291.02 * 6.8^2}{8} = 1682.1 \text{ daN/ml} \\ \text{➤ } M_{zsd} &= \frac{Q_{ysd} * L^2}{8} = \frac{5.88 * 3.4^2}{8} = 8.49 \text{ daN/ml} \end{aligned}$$

On a :  $W_{ply} = 88.3 \text{ cm}^3$  et  $w_{plz} = 19.3 \text{ cm}^3$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{plyRd} &= \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.3 * 23.5}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m} \\ \text{➤ } M_{plzRd} &= \frac{w_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.3 * 23.5}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

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

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

Avec :  $MbRd = X_{LT} \beta_w \frac{wpl fy}{\gamma_{m1}}$

$\beta_w = 1$  (section de classe 1)

$\lambda_{LT} = \frac{\Delta l t}{\Delta I} (\sqrt{\beta})$

$\lambda_1 = 93.9 \epsilon = 93.9$

$$\lambda_{LT} = \frac{1/iz}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{L}{iz}\right)\right)^2\right)^{0.25}} = \frac{\frac{340}{1.69}}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{340}{\frac{1.65}{14}}\right)\right)^2\right)^{0.25}} = 95.84$$

$\lambda_{LT} = 95.84 / 93.9 = 1.02 > 0.4 \rightarrow$  ya un risque de déversement

section laminé  $\alpha_{LT} = 0.21$

$h/b = 14/7.3 = 1.92 < 2 \Rightarrow$  courbe de flambement a

$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.1 + (1.1^2 - 1.02^2)^{0.5}} = 1.51$

$\Phi_{LT} = 0.5 ( 1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + (\lambda_{LT})^2 ) = 0.5 ( 1 + 0.21 (1.02 - 0.2) + 1.02^2 ) , \rightarrow \Phi_{LT} = 1.1$

$\Rightarrow X_{LT} = 0.66$

$MbRd = X_{LT} * MplyRd = 0.66 \times 1886.41 = 1245.03 \text{ daN.m}$

$\frac{Mysd}{MbRd} + \frac{Mzsd}{MplzRd} = \frac{1682.1}{1245.03} + \frac{8.49}{412.32} = 1.37 > 1$

.....condition non vérifiée

**On augmente le profilé à IPE160 :**

On a :  $Wply = 123.9 \text{ cm}^3$  et  $wplz = 26.1 \text{ cm}^3$   $iz = 1.84$   $tf = 0.74$

$\rightarrow MplyRd = \frac{wply fy}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 23.5}{1.1} = 2646.95 \text{ daN.m}$

$\rightarrow MplzRd = \frac{wplz fy}{\gamma_{m0}} = \frac{26.1 \times 23.5}{1.1} = 557.59 \text{ daN.m}$

L'Eurocode 3 donne la formule suivante pour la verification du deversement d'un element comprimé et flechie.

$$\frac{Mysd}{MbRd} + \frac{Mzsd}{MplzRd} \leq 1.0$$

Avec :  $MbRd = X_{LT} \beta_w \frac{wpl fy}{\gamma_{m1}}$

$\beta_w = 1$  (section de classe 1)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\Delta l t}{\lambda_1} (\sqrt{\beta})$$

$$\lambda_1 = 93.9 \epsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l / i_z}{\left( 1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{l / i_z}{h} \right)^2 \right) \right)^{0.25}} = \frac{\frac{340}{1.84}}{\left( 1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{340}{\frac{1.84}{16}} \right)^2 \right) \right)^{0.25}} = 91.93$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 91.93 / 93.9 = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{ya un risque de deversement}$$

section laminé  $\alpha_{LT} = 0.21$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \Delta l t^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.05 + (1.05^2 - 0.98^2)^{0.5}} = 0.70$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 ( 1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + (\lambda_{LT})^2 ) = 0.5 ( 1 + 0.21 (0.98 - 0.2) + 0.98^2 ) \rightarrow \Phi_{LT} = 1.05$$

$$\Rightarrow X_{LT} = 0.70$$

$$M_{bRd} = X_{LT} * M_{plzRd} = 0.70 \times 2646.95 = 1852.86 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{ySd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{plzRd}} = \frac{1682.1}{1852.86} + \frac{8.49}{557.50} = 0.92 \leq 1$$

→ Donc le profilé laminé choisi (IPE 160) est vérifiée a l'ELU.

2.6. Vérification a l'ELS :

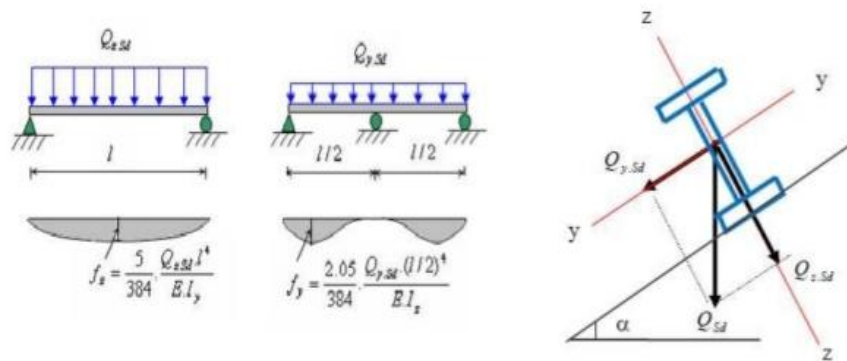


Figure III-9 : verification de la flèche

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

- $Q_{sd1} = G+N = 41.61 + 36.15 = 77.76 \text{ kg/ml}$
- $Q_{sd1} = G-V = 41.61 - 221.6 = -180 \text{ kg/ml}$

$$Q_{sd} = \max(77.76 ; -180) = -180 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos(5.77) = -180 \times \cos 6.01 = -179.01 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin(5.77) = -180 \sin 6.01 = -18.84 \text{ kg/ml}$$

Condition de verification :

$$F \leq F_{adm}$$

Avec :  $F_{adm} = l/200 = 3.4 \text{ cm}$

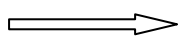
$$F_z = \frac{5}{384} \frac{q_{zsd} * l^4}{E * I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{179.01 \times 10^{-2} \times 680^4}{2.1 \times 10^6 \times 869} = 2.73 < 3.4 \dots \text{ok}$$

Flèche laterale suivant (y-y) :

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{680}{200} = 1.7 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{2.05}{384} \frac{Q_{ysd} l^4}{EI_z} = \frac{2.05}{3840} \times \frac{18.84 \times 10^{-2} \times (340^4)}{2.1 \times 10^6 \times 68.3} = 0.04 < 1.7 \dots \text{ok}$$

⇒ L' IPE 160 est vérifié a l'ELS.



Donc l' IPE 160 convient pour les pannes.

### 2.7. Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l' IPE160) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc Vérifié a la sécurité et convient comme panne de toiture.

### 3. Dimensionnement des liernes de pannes :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés barres rondes ou de petites cornières.

Leurs rôle principale est d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi a limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

– 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.

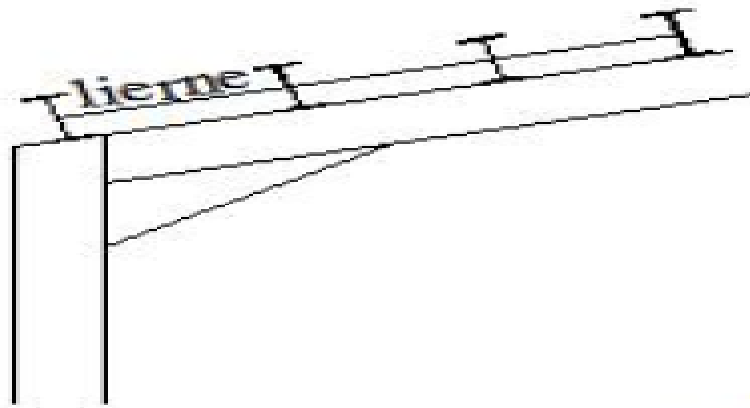


Figure III.10: Dispositions des liernes.

### 3.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

#### A- Réaction au niveau des liernes :

$$Q_{ysd} = 21.24 \text{ daN/ml}$$

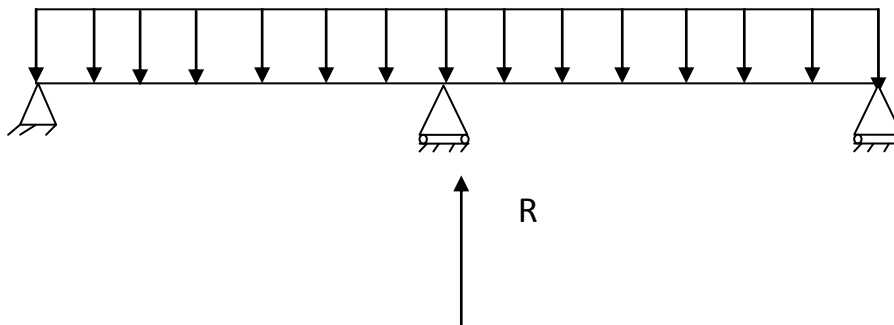


Fig. III.11 : Chargement des liernes.

La réaction au niveau du lierne :

$$R = 1.25 \times Q_{ysd} \times \frac{L}{2} = 1.25 \times 21.24 \times 3.4 = 90.27 \text{ daN}$$

Avec :  $Q_{ysd} = Q_{sdx} \sin \alpha = 202.9 \times \sin 6.01 = 21.24 \text{ daN/ml}$

#### B-Évaluation des efforts dans les liernes :

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{90.27}{2} = 45.13 \text{ daN.}$$

Efforts dans les tronçons L2, L3, L4, L5, L6, L7, L8 :

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

$$T_2 = R + T_1 = 90.27 + 45.13 = 135.4 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 90.27 + 135.4 = 225.67 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 90.27 + 225.67 = 315.94 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 90.27 + 315.94 = 406.21 \text{ daN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 90.27 + 406.21 = 496.48 \text{ daN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 90.27 + 496.48 = 586.75 \text{ daN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 90.27 + 586.75 = 677.02 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L9 :

$$\varphi = \text{arc tg } l/3 = \text{arc tg } 1.63/3.4 = 25.61^\circ$$

$$T9 = \frac{T8}{2\sin \varphi} = \frac{586.75}{2 \times \sin 25.61} = 678.73 \text{ daN}$$

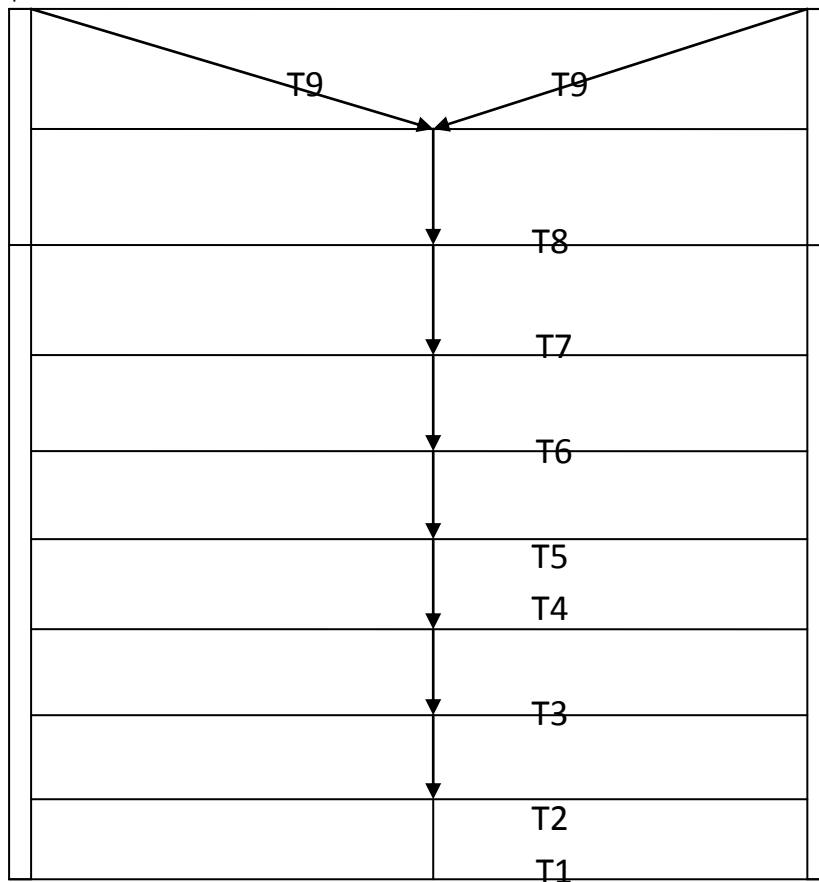


Fig. III.12 : Efforts dans les liernes.

Donc :

Effort de traction	Valeur daN
T1	45.13
T2	135.4
T3	225.67
T4	315.94
T5	406.21
T6	496.48
T7	586.75
T8	677.02
T9	678.73

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

### 3.2. Dimensionnement des liernes :

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

Le tronçon le plus sollicité est L9 donc  $N_{sd} = 678.73 \text{ DaN}$

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

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

$$A \geq \frac{678.73 \times 1.1}{2350} = 0.317 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \varphi^2}{4} \geq 0.317 \text{ cm}^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.317}{\pi}} = 0.63 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre :  $\varphi = 0.63 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$

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

### 4. Dimensionnement des échantignolles :

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

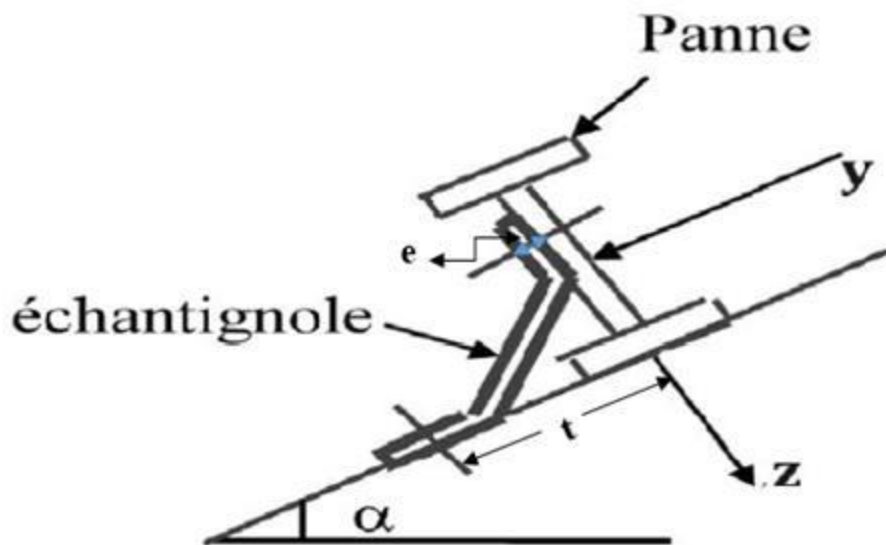


Figure III.13: Disposition de l'échantignole

#### 4.1. Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

**Effort de soulèvement :**

$$Q_{zsd} = G \times \cos \alpha - 1.5 \times V = 41.61 \times \cos 6.01^\circ - 1.5 \times 221.6 = -291.02 \text{ daN/ml}$$

**Efforts suivant le rampant :**

$$Q_{ysd} = 1.35 G \times \sin \alpha = 1.35 \times 41.61 \times \sin 6.01^\circ = 5.88 \text{ daN/ml}$$

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

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

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

$$2(8.2/2) = 8.2 \text{ cm} \leq e \leq 3(8.2/2)= 12.3\text{cm}$$

Soit e= 10 cm

#### Échantignolle de rive :

$$R_z = Q_{zsd} \times l/2 = 291.02 \times 6.8/2 = 989.46 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \times l/2 = 5.88 \times 6.8/2 = 19.99 \text{ daN}$$

#### Échantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 989.46 = 1978.92 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 19.99 = 39.98 \text{ daN}$$

### 4.2. Calcul du moment de renversement:

$$MR = R_z \times e + R_y \times h/2 = 1978.92 \times 10 + 39.98 \times 8 = 20109.04 \text{ daN.cm.}$$

### 4.3. Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de sa section est au moins une classe 03.

Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

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

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

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

$$W_{el} \geq \frac{MR \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{20109.04 \times 1.1}{2350}$$

$$W_{el} \geq 9.41 \text{ cm}^2$$

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

### 5. Calcul des lisses de bardages :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles ou de profils mince pliés, disposé horizontalement sur les poteaux ou éventuellement sur les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses sont déterminées par la portée admissible des bacs de bardage. Elles sont

généralement sollicitées par leur poids propre, le poids du bardage qu'elles supportent ainsi que l'action du vent qui leurs est transmis par ce dernier.

Pour notre projet l'espacement des lisses de bardages est fixé à 1,5m.

### 5.1. Hypothèse de calcul :

- chaque lisse repose sur 2 appuis ;
- L=6,8m sur long pan et L=5,9m sur pignon ;
- espacement à l'écartement des lisses d=1,5m ;
- on dispose de 7 lignes de lisse sur chaque paroi ;
- Les lisses sont en acier S235.

### 5.2. Vérification de la lisse sur long pan :

#### A. Détermination de la section de la lisse :

##### a- Les charges variables :

##### Le vent : (dépression)

$$V = -92,23 \times 1,5 = -138,345 \text{ daN/ml}$$

##### b- Les charges permanentes :

- bardages.....12kg/m<sup>2</sup>
  - accessoires de pose.....5kg/m<sup>2</sup>
  - isolants.....5kg/m<sup>2</sup>
  - poids propre de la lisse (IPE120).....10.4kg/ml
- $G = (12+5+5) \times 1.5 + 10.4 = 43.4 \text{ kg/ml}$

#### B. Combinaison des charges les plus défavorables:

$$1.35G + 1.5Q$$

$$M_{y.sd} = \frac{Qz.sd \times l^2}{8} = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 138.345 \times 6.8^2}{8} = 1199.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Qy.sd \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.35G \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.35 \times 43.4 \times 3.4^2}{8} = 84.66 \text{ daN.m}$$

#### C. vérification à l'état limite ultime :

##### C.1. vérification à la flexion :

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

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

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

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant IPE120

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

Caractéristique géométrique de l'IPE120 :

$$W_{el,y} = 53 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,y} = 60.7 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 8.64 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,z} = 13.6 \text{ cm}^3.$$

$$W_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{60.7 \times 23.5}{1.1} = 1296.8 \text{ daN.m}$$

$$W_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{13.6 \times 23.5}{1.1} = 290.6 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{M_y \cdot s_d}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z \cdot s_d}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{1199.45}{1296.8} \right]^2 + \left[ \frac{84.66}{290.6} \right] = 1.15 > 1.0$$

→non vérifiée

On augmente la section du profilé → IPE140

Caractéristiques de l'IPE140 :

$$W_{el,y} = 77.3 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,y} = 88.3 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 12.3 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,z} = 19.3 \text{ cm}^3.$$

$$W_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.3 \times 23.5}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m}$$

$$W_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.3 \times 23.5}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{M_y \cdot s_d}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z \cdot s_d}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{1199.45}{1886.41} \right]^2 + \left[ \frac{84.66}{412.32} \right] = 0.61 < 1.0 \rightarrow \text{vérifiée}$$

## C.2. Vérification au cisaillement :

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

$$\text{IPE140 : } A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2 ; A_{vy} = A - A_{vz} = 16.4 - 7.64 = 8.76 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{z,sd} = \frac{1.5 V_x l}{2} = \frac{1.5 \times 138.345 \times 6.8}{2} = 705.6 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times 1.35 G \left( \frac{l}{2} \right) = 0.625 \times 1.35 \times 43.4 \times 3.4 = 124.5 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{7.64 \times \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 9423.41 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{8.76 \times \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10804.85 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 705.6 \text{ daN} \leq V_{plz,Rd} = 9423.41 \text{ daN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$V_{y,sd} = 124.5 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 10804.85 \text{ daN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

### C.3. Vérification au déversement:

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

La formule est comme suit :

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

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{M_{ply,Rd} \cdot x_{fy}}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot M_{ply,Rd}$$

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

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

#### ➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$\chi_{LT}$  est donné dans les tableaux de  $\chi$  (annexe 6) en fonction de l'élancement réduit  $\lambda_{LT}$  selon la courbe de flambement appropriée.

Profilés laminés : courbe de flambement a ;

Profilés soudés : courbe de flambement b.

#### Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{1t}}{\lambda_1} \left( \sqrt{\beta} \right)$$

avec :  $\beta_w = 1$  (section de classe 1) Et :  $\lambda_1 = 93.9 \epsilon \rightarrow \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\text{D'où : } \lambda_{LT} = \frac{(L/2)/i_z}{\left( 1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{L}{i_z} \right)^2 \right)^{0.25} \right)} \quad (\text{C10.5})$$

Avec :  $C_1$  = dépend de la nature du diagramme des moments

Dans notre cas  $C_1 = 1.132$  (poutre simplement appuyée avec un chargement uniformément réparti)

$L = 680\text{cm}$  (longueur de flambement latéral)

$$\lambda_{LT} = \frac{(L/2)/i_z}{\left(1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{L}{i_z} \right) \left( \frac{h}{e_s} \right) \right)^2 \right)^{0.25}} = \frac{\frac{340}{1.69}}{\left(1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{340}{\frac{1.66}{6.9}} \right) \right)^2 \right)^{0.25}} = 37.61$$

$$\lambda_{LT} = 37.61 / 93.9 = 0.4$$

$\chi_{LT}$  = on utilise la courbe a (profilé laminé)  $\rightarrow \chi_{LT} = 0.8973$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd} = 0.8973 \times 1886.41 = 1692.68 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{1199.45}{1692.68} + \frac{84.66}{412.32} = 0.91 \leq 1.0$$

$\rightarrow$  condition vérifiée

## D. Vérification à l'état limite de service :

### D.1. Vérification de la flèche :

Condition de vérification :

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

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

**Flèche horizontale (suivant  $zz'$ ):**

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{680}{200} = 3.4 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_{zsd} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{138.345 \times 10^{-2} \times 680^4}{2.1 \times 10^6 \times 2772} = 0.662 \leq f_{ad} = 3.4 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Flèche verticale (suivant  $yy'$ ):**

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{340}{200} = 1.7 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{Q_{ysd} l^4}{E I_z} = \frac{2.05}{3840} \times \frac{43.4 \times 10^{-2} \times (340^4)}{2.1 \times 10^6 \times 205} = 0.072 \leq f_{ad} = 1.7 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Conclusion :**

Le profilé en IPE140 est vérifiée comme lisse de bardage sur long pan.

**5.3. Vérification de la lisse sur pignon :****A. Détermination de la section de la lisse :****a- Les charges variables :**

**Le vent : (pression)**

$$V = 69.69 \times 1,5 = 104.535 \text{ daN/ml}$$

**b- Les charges permanentes :**

$$\rightarrow G = (12+5+5) \times 1.5 + 10.4 = 43.4 \text{ kg/ml}$$

**B. Combinaison des charges les plus défavorables:**

$$M_{y.sd} = \frac{1.35G + 1.5Q}{8} = \frac{1.5Vxl^2}{8} = \frac{1.5 \times 104.535 \times 5.9^2}{8} = 682.29 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Qy.sd \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.35Gx \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.35 \times 43.4 \times 2.95^2}{8} = 63.73 \text{ daN.m}$$

**C. vérification à l'état limite ultime :****C.1. vérification à la flexion :**

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

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

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

Par tâtonnement on choisit l'IPE140 de classe 1 du tableau des profilés

Caractéristiques de l'IPE140 :

$$W_{el,y} = 77.3 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,y} = 88.3 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 12.3 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,z} = 19.3 \text{ cm}^3.$$

$$W_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,yx} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 23.5}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m}$$

$$W_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,zx} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 23.5}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{M_y.sd}{M_{ply}.Rd} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z.sd}{M_{plz}.Rd} \right]^\beta = \left[ \frac{682.29}{1886.41} \right]^2 + \left[ \frac{63.73}{412.32} \right] = 0.285 < 1.0 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**C.2. Vérification au cisaillement :**

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

$$\text{IPE140} : A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2 ; A_{vy} = A - A_{vz} = 16.4 - 7.64 = 8.76 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{z,sd} = \frac{1.5 V x l}{2} = \frac{1.5 \times 104.535 \times 5.9}{2} = 462.57 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times 1.35 G \left( \frac{l}{2} \right) = 0.625 \times 1.35 \times 43.4 \times 2.95 = 108.025 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{7.64 \times \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 9423.41 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{8.76 \times \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10804.85 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 462.57 \text{ daN} \leq V_{plz,Rd} = 9423.41 \text{ daN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$V_{y,sd} = 108.025 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 10804.85 \text{ daN} \quad \rightarrow \text{OK}$$

**C.3. Vérification au déversement:**

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

**D. Vérification à l'état limite de service :****D.1. Vérification de la flèche :**

Condition de vérification :

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

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

**Flèche horizontale (suivant zz'):**

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{590}{200} = 2.95 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_{zsd} * l^4}{E * I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{104.535 \times 10^{-2} \times 590^4}{2.1 \times 10^6 \times 2772} = 0.28 \leq f_{ad} = 2.95 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Flèche verticale (suivant yy') :**

$$fad = \frac{l/2}{200} = \frac{295}{200} = 1.475cm$$

$$fy = \frac{2.05 Qysd l/2^4}{384 Elz} = \frac{2.05}{3840} \times \frac{43.4 \times 10^{-2} \times (295^4)}{2.1 \times 10^6 \times 205} = 0.041 \leq fad = 1.475 \rightarrow \text{vérifiée}$$

→ Le profilé en IPE140 est vérifiée comme lisse de bardage sur pignon.

#### 5.4. Conclusion :

Le profilé laminé choisi (IPE 140) est vérifiée aux états limites ultime et de service donc vérifiée à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

#### 6. Calcul des potelets :

##### 6.1. hypothèse de calcul :

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

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

##### 6.2. Dimensionnement des potelets :

- chaque pignon possède 4 potelets (2 de longueur 11.08 m et 2 autre de longueur 11.69 m) ;
- l'entre axe max est de  $d = 5.9m$
- les potelets sont en acier S235 ;
- $f_y = 23.5 daN/mm^2$  (la limite d'élasticité de l'acier) ;
- $E = 21000 daN/mm^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

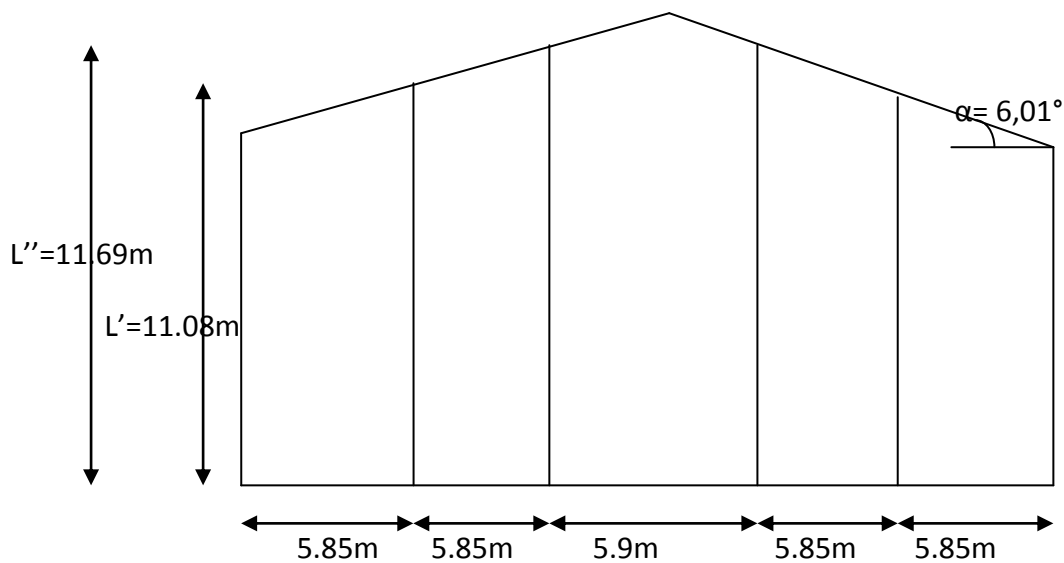


Fig III.14 : Disposition des potelets

$$L' = 10,46 + (\text{tg}\alpha \cdot 5,85) = 11,08\text{m}$$

$$L'' = 10,46 + (\text{tg}\alpha \cdot 2 \cdot 5,85) = 11,69\text{m}$$

### 6.3. Détermination de sollicitation :

#### A. Détermination de la section du potelet :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est  $Ph = 69.69 \text{ daN/ml}$

$$V = 69.69 \times 5.9 = 411.17 \text{ daN/ml}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{qzsd \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \frac{1}{200} \rightarrow I_y = \frac{(5 \times 200 \times V \times l^3) / (384 \times E)}{f_z} = \frac{(5 \times 200 \times 411.17 \times 11.69^3) / (384 \times 2.1 \times 10^6)}{8041.37} = 8041.37 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 8041.37 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{le profilé correspondant est l' IPE300 avec : } I_y = 8356 \text{ cm}^4$$

#### Caractéristiques géométriques de l' IPE300 :

$$h = 30\text{cm}; \quad b = 15\text{cm}; \quad t_w = 0.71\text{cm};$$

$$d = 24.86\text{cm}; \quad r = 1.5\text{cm}; \quad t_f = 1.07\text{cm}$$

$$A_{vz} = 25.7\text{cm}^2; \quad A_{vy} = 28.1\text{cm}^2; \quad A = 53.8\text{cm}^2$$

$$W_{el,y} = 557\text{cm}^3; \quad W_{el,z} = 80.5\text{cm}^3;$$

$$W_{pl,y} = 628\text{cm}^3; \quad W_{pl,z} = 125\text{cm}^3$$

$l_z = 3.35\text{cm};$

$i_y = 12.5\text{cm};$

$g = 42.2\text{daN/m}.$

**Les charges permanentes:**

-bardages..... $12\text{kg/m}^2$

-poids propre de la lisse(IPE140)..... $12.9\text{kg/ml}$

-accessoires de pose..... $5\text{kg/m}^2$

-isolants..... $5\text{kg/m}^2$

-poids propre du potelet (à déterminer)

-longueur de la lisse..... $5.9\text{m}$

-nombre de lisse : 7 lisses

-surface tributaire (potelet le plus sollicité)=  $5.875 \times 11.69$

$$G = (12.9 \times 5.9 \times 7) + (12 + 5 + 5) \times 5.875 \times 11.69 = \mathbf{2043.7\text{daN}}$$

**B. Vérification de la section à la résistance :**

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

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

**Incidence de l'effort tranchant :**

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 411.17 = 616.76\text{daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{616.76 \times 11.69}{2} = 3604.96\text{daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{25.7 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 31699.15\text{daN}$$

$$\frac{V_{z,sd}}{V_{plz,Rd}} = \frac{3604.96}{31699.15} = 0.114 < 0.5 \rightarrow \text{OK}$$

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

**Incidence de l'effort normal :**

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

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 2043.7 = 2758.9\text{daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{53.8 \times 235}{1.1} = 114936\text{daN}$$

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 114936.36 = 28734.09\text{daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 53.8 - 2 \times 15 \times 1.07 = 21.7 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 21.7 \times 2350 / 1.1 = 23179.55 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2758.9 \text{ daN} \leq \min(28734.09; 23179.55) = 23179.55 \text{ daN} \rightarrow \text{OK}$$

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

**Classe de la section :**

$$\text{La semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{t_f} = \frac{150 - 7.1 - 2 \times 15}{10.7} = 10 \leq 10\epsilon$$

$$\text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

→ classe 1

$$\text{L'âme : } \frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{24.86}{0.71} = 35.01 \leq 72\epsilon$$

→ classe 1

→ Section de **classe 1**.

$$M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \times 2350 \times 10}{1.1} = 13416.36 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1.5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 411.17 \times 11.69^2}{8} = 10535.42 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,sd} = 10535.42 \text{ daN} \cdot \text{m} \leq M_{c,Rd} = 13416.36 \text{ daN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{OK}$$

### C. Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement):

Les formules utilisées pour la vérification est :

**Le flambement :**

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

**Le déversement :**

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

#### C.1. calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

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

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

$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}}$  avec :  $\Phi_y = 0.5 ( 1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2)$  et  $\bar{\lambda}_y = (\frac{\lambda_y}{\lambda_1}) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$  ( $\beta_A=1$  ; section de classe1)

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1169}{12.5} = 93.52 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{93.52}{93.9} = 0.99$$

courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } y-y \rightarrow \text{courbe a } (\alpha_y = 0.21)$$

$$\Phi_y = 0.5 ( 1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2) = 0.5( 1 + 0.21 (0.99 - 0.2) + 0.99^2 ) = 1.073$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.073 + (1.073^2 - 0.99^2)^{0.5}} = 0.67$$

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

$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}}$  avec :  $\Phi_z = 0.5 ( 1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2)$  et  $\bar{\lambda}_z = (\frac{\lambda_z}{\lambda_1}) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$  ( $\beta_A=1$  ; classe1)

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{3.35} = 44.78 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44.78}{93.9} = 0.48$$

courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } z-z \rightarrow \text{courbe b } (\alpha_z = 0.34)$$

$$\Phi_z = 0.5 ( 1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2) = 0.5( 1 + 0.34 (0.48 - 0.2) + 0.48^2 ) = 0.66$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.66 + (0.66^2 - 0.48^2)^{0.5}} = 0.89$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.67 ; 0.89) = \mathbf{0.67}$$

**C.2.calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :**

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

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{\left( 1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{l_z / i_z}{h} \right)^2 \right) \right)^{0.25}} (C1)^{0.5} = \frac{\frac{150}{3.35}}{\left( 1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{150}{3.35} \frac{3.35}{30} \right)^2 \right) \right)^{0.25}} x (1.132^{0.5}) = 40.84$$

C1 = 1.132 (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\overline{\lambda}_{LT} = 40.84 / 93.9 = 0.43 > 0.4 \rightarrow \text{il ya un risque de deversement}$$

section laminé  $\alpha_{LT} = 0.21$

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

$$\Phi_{LT} = 0.5 (1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + (\lambda_{LT})^2) = 0.5 (1 + 0.21 (0.43 - 0.2) + 0.43^2) = 0.62$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.62 + (0.62^2 - 0.43^2)^{0.5}} = \mathbf{0.94} \leq 1.0$$

### C.3. calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.43x(2x1.3 - 4) + \frac{628 - 557}{557} = -0.47$$

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

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y . N_{sd}}{\chi_y . A . f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{(-0.47)x2758.9}{0.67x53.8x2350} = \mathbf{1.015}$$

$$\mu_{LT} + 0.15 . \lambda_z . \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15x0.48x1.3 - 0.15 = -0.056 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} . N_{sd}}{\chi_z . A . f_y} = 1 - \frac{(-0.056)x2758.9}{0.89x53.8x2350} = \mathbf{1.0}$$

$$N_{sd} = 2758.9 \text{ daN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{1.5 . V . l^2}{8} = \frac{1.5x411.17x11.69}{8} = 901.23 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl, Rd} = 114936.36 \text{ daN}$$

$$M_{pl, Rd} = 13416.36 \text{ daN.m}$$

### Le flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} . N_{pl, Rd}} + \frac{k_y . M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} = \frac{2758.9}{0.67x114936.36} + \frac{1.015x901.23}{13416.36} = 0.104 \leq 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

### Le déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z . N_{pl, Rd}} + \frac{K_{LT} . M_{y, sd}}{\chi_{lt} . M_{ply, Rd}} = \frac{2758.9}{0.89x114936.36} + \frac{1.0x901.23}{0.94x13416.36} = 0.071 \leq 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

### 6.4. Conclusion:

L'IPE 300 convient comme potelet.

### 1. Introduction :

Les éléments structuraux constituent l'ossature principale du hangar sont l'objet de notre étude, ils présentent les éléments porteurs tels que le portique (poteau traverse) ainsi que les éléments de stabilisation tel que les contreventements et les poutres de chaînage.

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteaux-fermes), leur utilisation est limitée à des portées inférieures ou égale à 40m

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

Les portiques en général peuvent avoir une portée de 15 à 60m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30m sont les plus économiques, la portée de notre portique est de 29.25m.

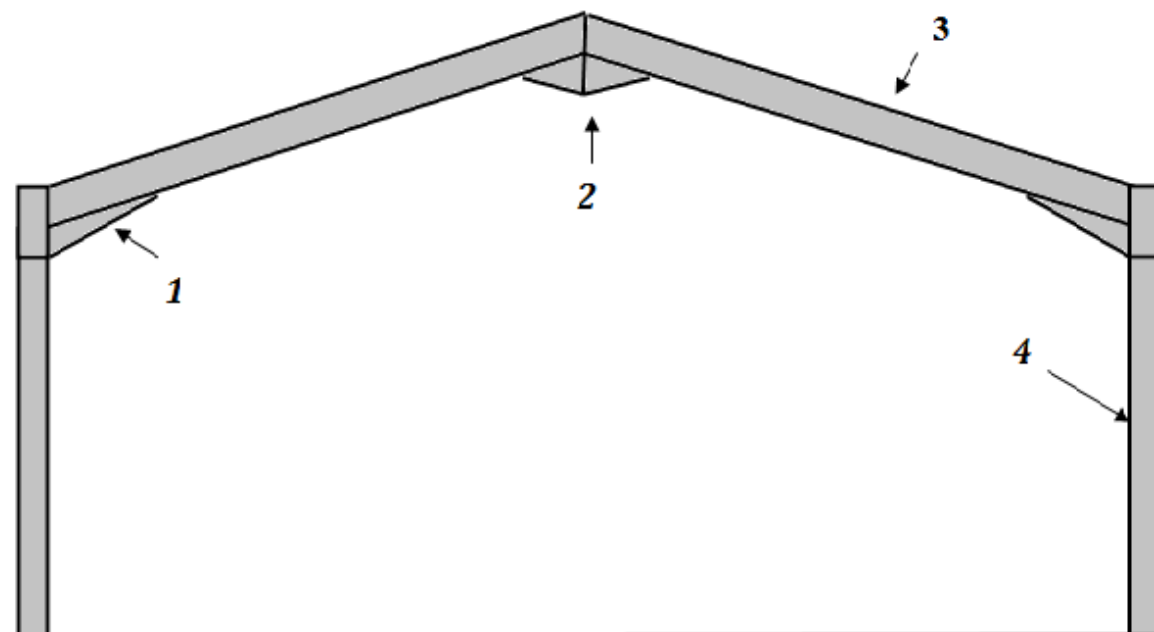


Fig IV.1 : éléments constituant le portique

Avec :

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

## 2. Efforts sollicitant le portique :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

### 2.1. Charges permanentes :

- Couverture et accessoires de pose :  $17\text{kg/m}^2$
- Pannes (IPE160) :  $15.8\text{kg/ml} = 15.8 / 1.63 = 9.7\text{kg/m}^2$
- Traverse (estimée) :  $12\text{kg/m}^2$

$$G = 17 + 9.7 + 12 = \mathbf{38.7\text{ kg/m}^2}$$

- Entre axe des portiques :  $l' = 6.8\text{m}$

$$G = 38.7 \times 6.8 = \mathbf{263.16\text{ daN/ml}}$$

### 2.2. Effet de la neige :

$N = 22.2\text{ daN/m}^2$  (projection horizontale)

- Entre axe des portiques :  $6.8\text{m}$   
 $N = 22.2 \times 6.8 = \mathbf{150.96\text{daN/ml}}$

### 2.3. Effet du vent :

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

**Paroi verticale :**

zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$C_e$	$C_i$	$P_h(\text{daN/m}^2)$	$P_h(\text{daN/ml})$
D	68.32	+0,8	0,35	30,74	209.03
E	68.32	-0,3	0,35	-44.41	-103.98
A	68.32	-1	0,35	-92.23	-627.20
B	68.32	-0,8	0,35	-78.57	-535.5
C	68.32	-0,5	0,35	-58.1	-395.08

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

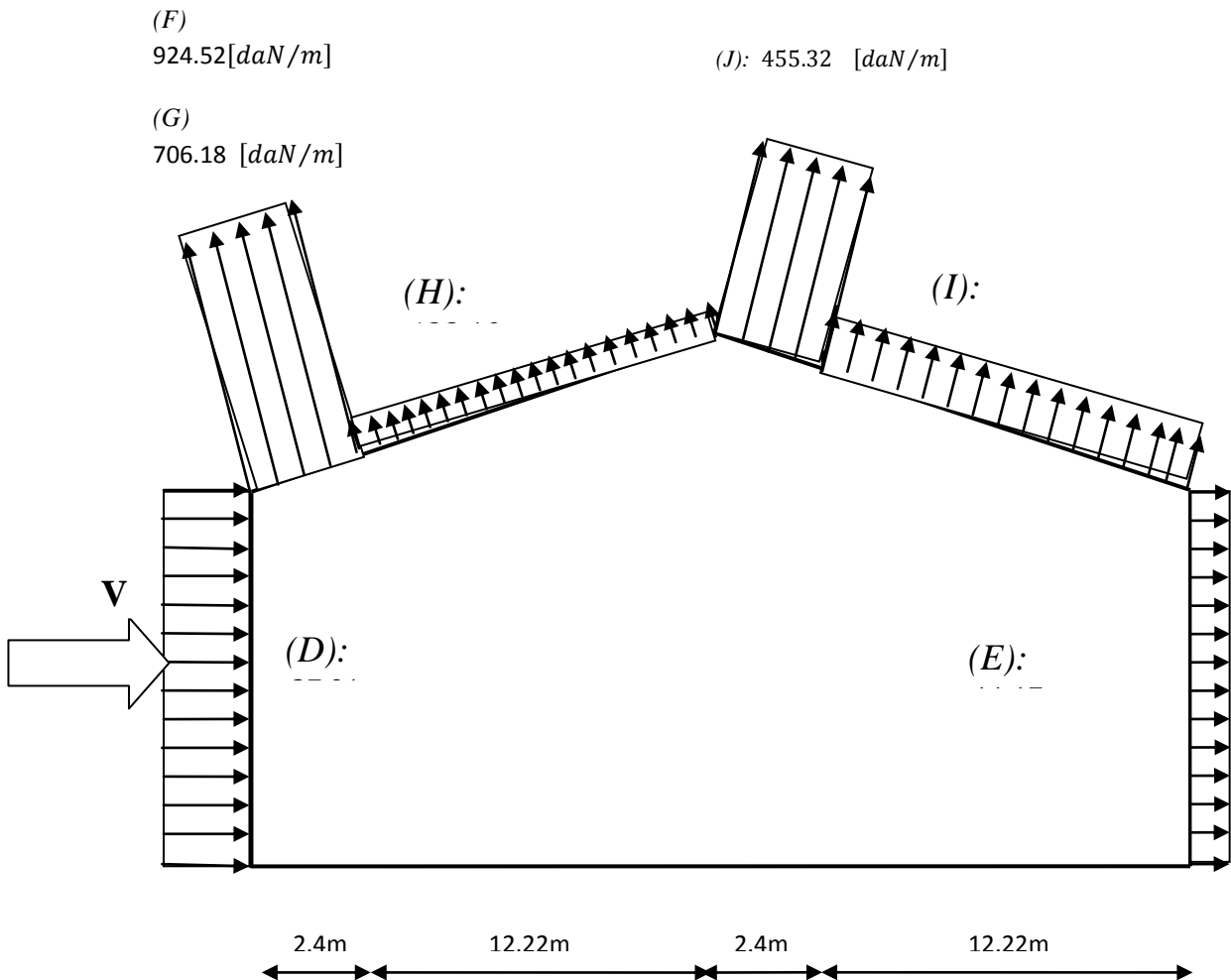
**Toiture :**

zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	$C_e$	$C_i$	$P_h(\text{daN/m}^2)$	$P_h(\text{daN/ml})$
F	68.32	-1,64	0,35	-135.96	-924.52
G	68.32	-1,17	0,35	-103.85	-706.18
H	68.32	-0,58	0,35	-63.54	-432.10
I	68.32	-0,58	0,35	-63.54	-432.10
J	68.32	-0,63	0,35	-66.95	455.32

**Tableau IV.2 : pression  $P_h$  sur la toiture**

L'entre axe du portique = 6.8m

$P_h(\text{daN/m}^2) \times \text{entre axe} = P_h(\text{daN/ml})$



**Fig IV.2 : pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire-direction du vent V1**

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

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

$$\text{Versant de gauche : } \frac{(706.2 \times 2.4) + (432.1 \times 12.22)}{14.62} = 477.09 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Versant de droite : } \frac{(455.32 \times 2.4) + (432.1 \times 12.22)}{14.62} = 435.91 \text{ aN/ml}$$

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

Charge équivalente du vent  $W = \frac{477.09 + 432.91}{2} = 455 \text{ daN/ml}$

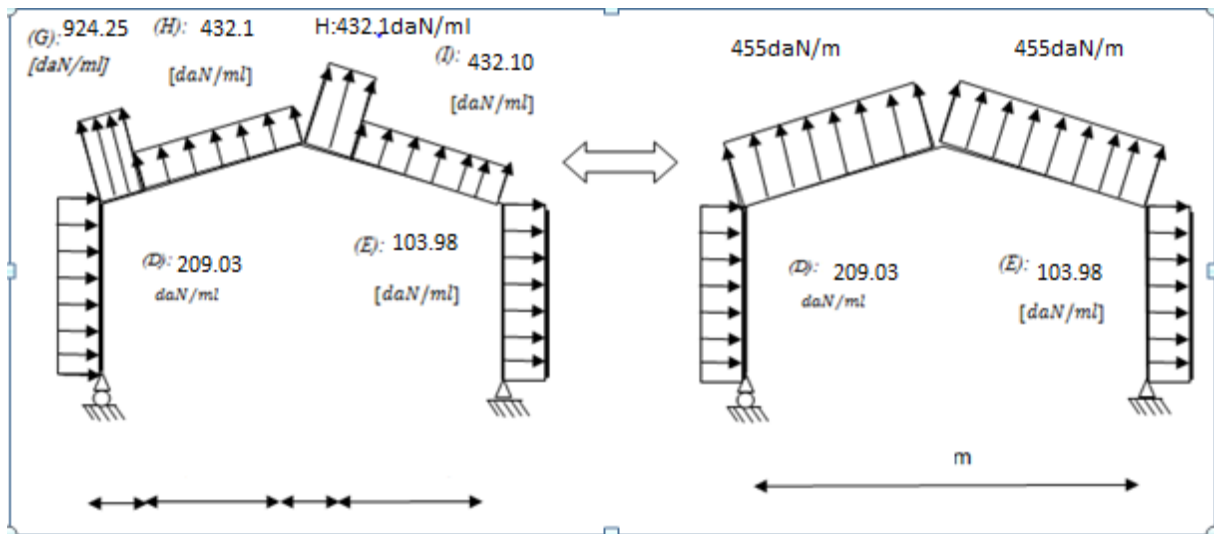


Fig IV.3 : charge du vent équivalente de la toiture

**3. Calcul des efforts internes :**

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

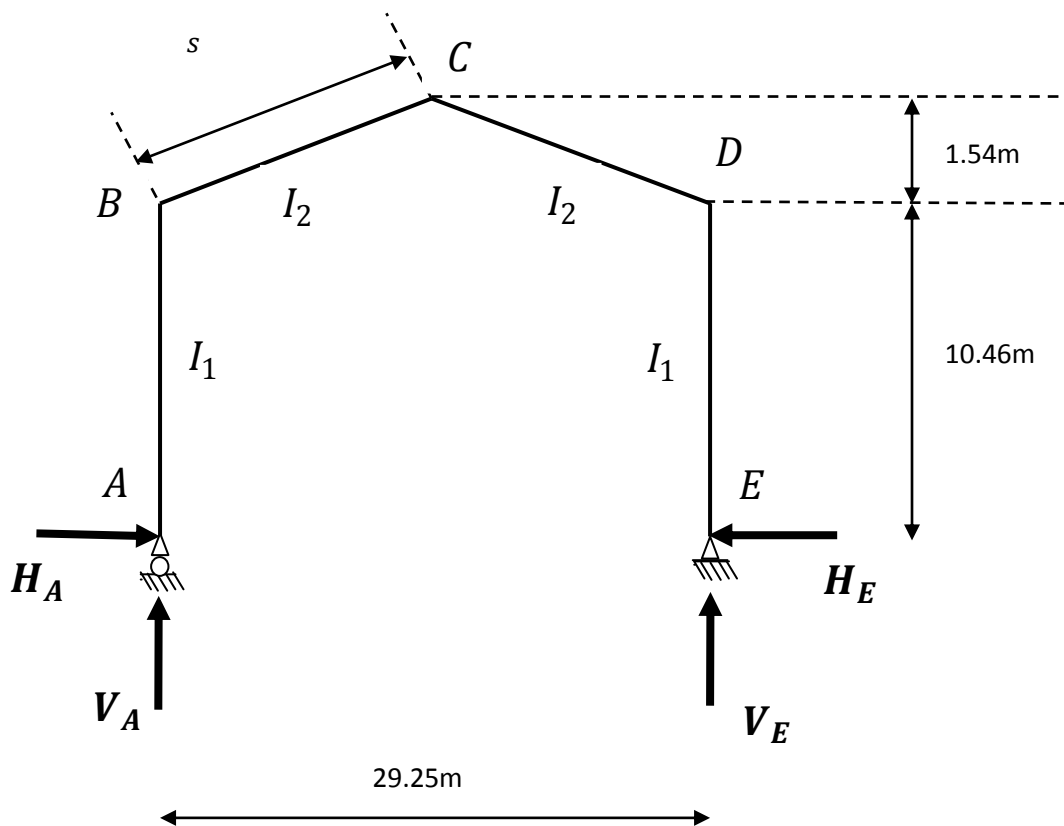


fig IV.4: efforts internes

$$\cos\alpha = \frac{14.62}{S} \rightarrow S = \frac{14.62}{\cos\alpha} = 14.7\text{m}$$

On assume  $l_1 = l_2$

$$K = \frac{\text{raideur rampant}}{\text{raideur bequille}} = \frac{l_1 \cdot h}{l_2 \cdot S} = \frac{10.46}{14.62} = 0.71$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1.54}{10.46} = 0.15$$

$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.71 + 3 + 3 \times 0.15 + 0.15^2 = 4.18$$

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

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

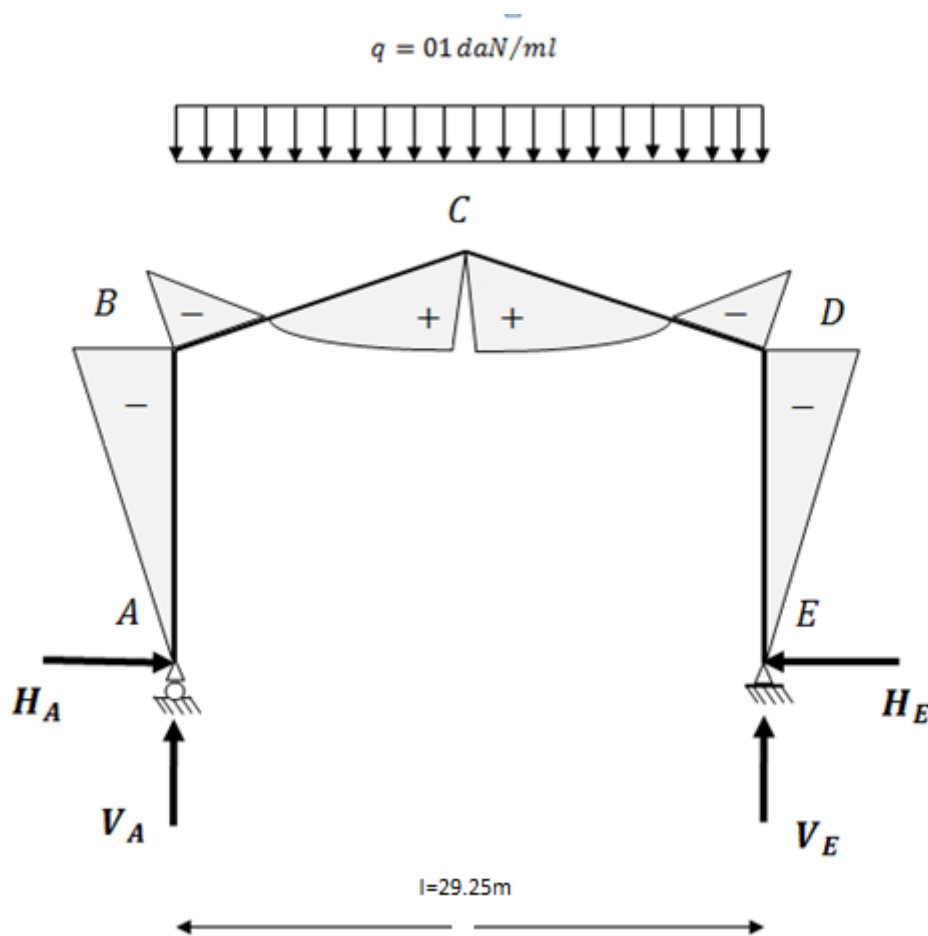


fig IV.5 : charges verticales vers le bas (efforts internes)

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + (5 \times 0.15)}{4 \times 4.18} = 0.52$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 1 - 0.52(1 + 0.15) = 0.4$$

$$\square H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.52 \times \frac{1 \times 29.25^2}{8 \times 10.46} = 5.32\text{daN}$$

- $V_A=V_E=\frac{ql}{2}=\frac{1 \times 29.25}{2}=14.625 \text{ daN}$
- $M_B=M_D=-\beta \frac{ql^2}{8}=-0.527 \frac{1 \times 29.25^2}{8}=-55.61 \text{ daN.m}$
- $M_C=\gamma \frac{ql^2}{8}=0.396 \frac{1 \times 29.25^2}{8}=43.85 \text{ daN.m}$

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

Remarque :

Comme 1<sup>er</sup> étape, en possède le calcul sous une charge unitaire :  $q=\text{daN/ml}$

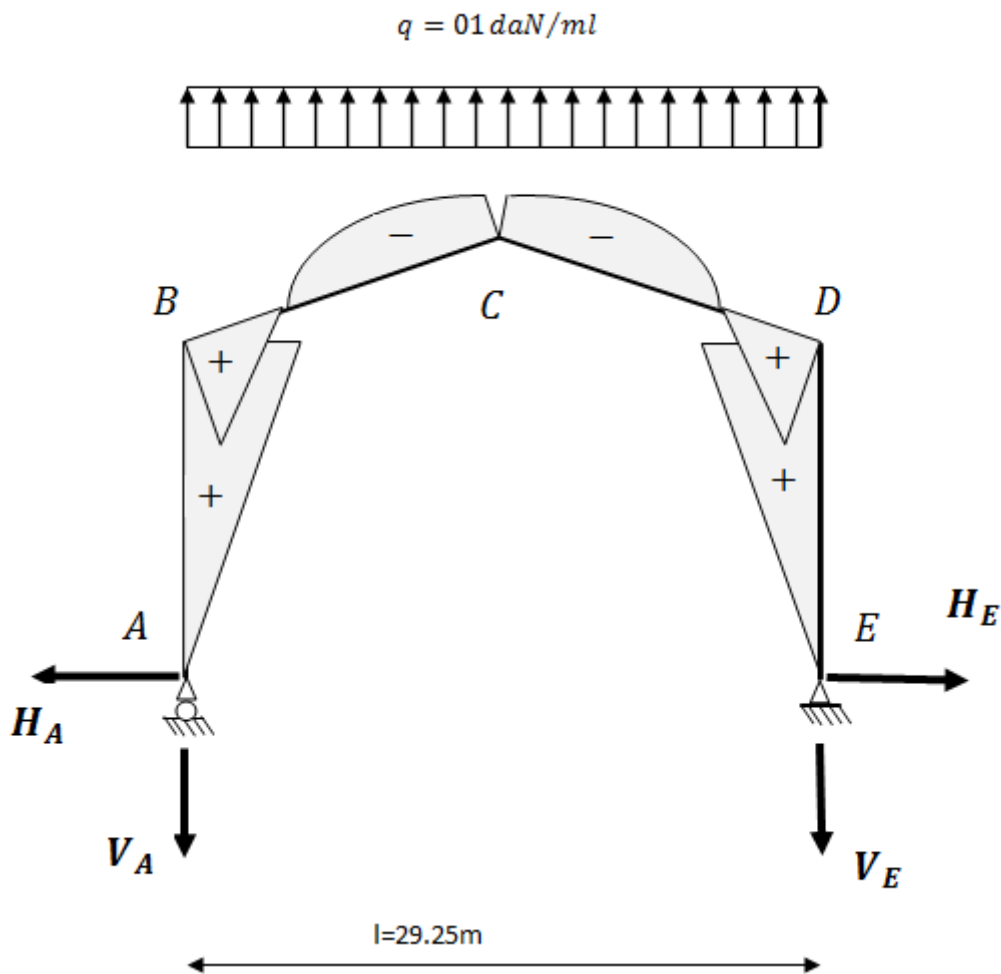


fig IV.6: charges verticaux vers le haut (efforts internes)

- ✓  $H_A=H_E=\beta \frac{ql^2}{8h}=0.52x \frac{1 \times 29.25^2}{8 \times 10.46}=5.32 \text{ daN}$
- ✓  $V_A=V_E=\frac{ql}{2}=\frac{1 \times 29.25}{2}=14.625 \text{ daN}$
- ✓  $M_B=M_D=\beta \frac{ql^2}{8}=0.52x \frac{1 \times 29.25^2}{8}=55.61 \text{ daN.m}$
- ✓  $M_C=-\gamma \frac{ql^2}{8}=-0.396 \frac{1 \times 29.25^2}{8}=-43.85 \text{ daN.m}$

## 3.3. Vent horizontal (pression) :

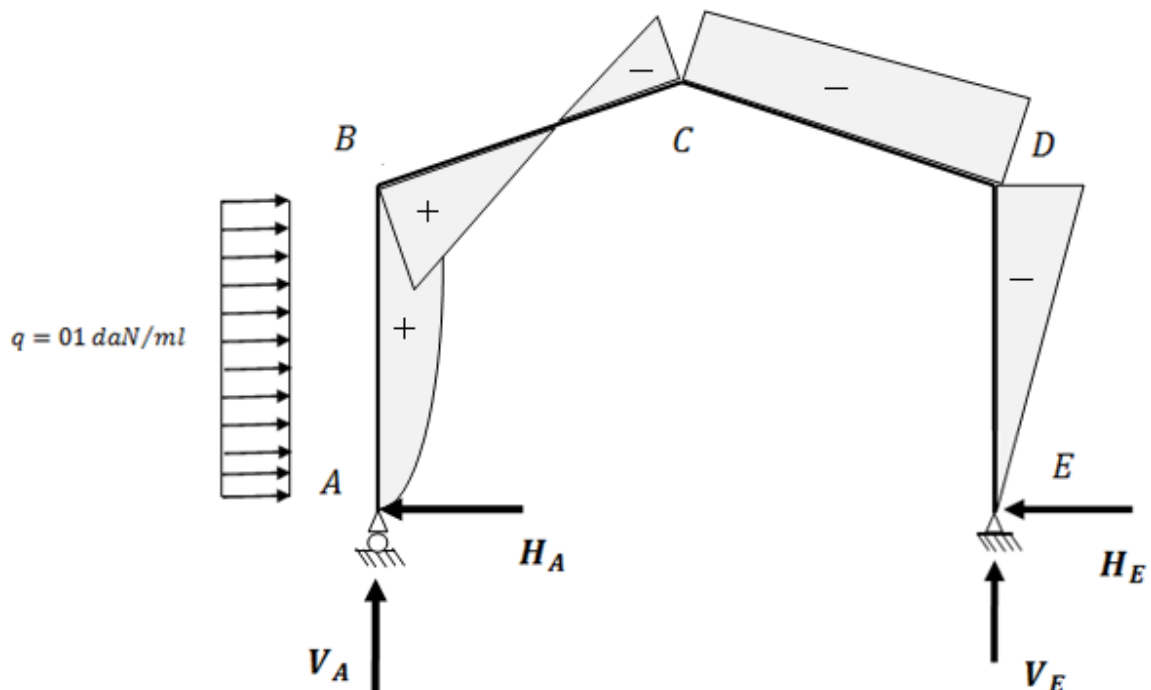


fig IV.7 : vent horizontal (pression)

$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\varphi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0.71) + 12 + (6 \times 0.15)}{8 \times 4.18} = 0.492$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0.492 = 0.51$$

$$\gamma = \delta(1 + \varphi) = 0.492(1 + 0.15) - 1/2 = 0.06$$

- $H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0.492 \frac{1 \times 10.46}{2} = 2.57 \text{ daN}$
- $H_A = q \cdot h - H_E = 1 \times 10.46 - 2.57 = 7.89 \text{ daN}$
- $V_A = -V_E = \frac{qh^2}{2l} = \frac{1 \times 10.46^2}{2 \times 29.25} = 1.88 \text{ daN}$
- $M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.51 \frac{1 \times 10.46^2}{2} = 27.9 \text{ daN.m}$
- $M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.492 \frac{1 \times 10.46^2}{2} = -26.91 \text{ daN.m}$
- $M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = -0.06 \frac{1 \times 10.46^2}{2} = -3.28 \text{ daN.m}$

3.4. Vent horizontal (dépression) :

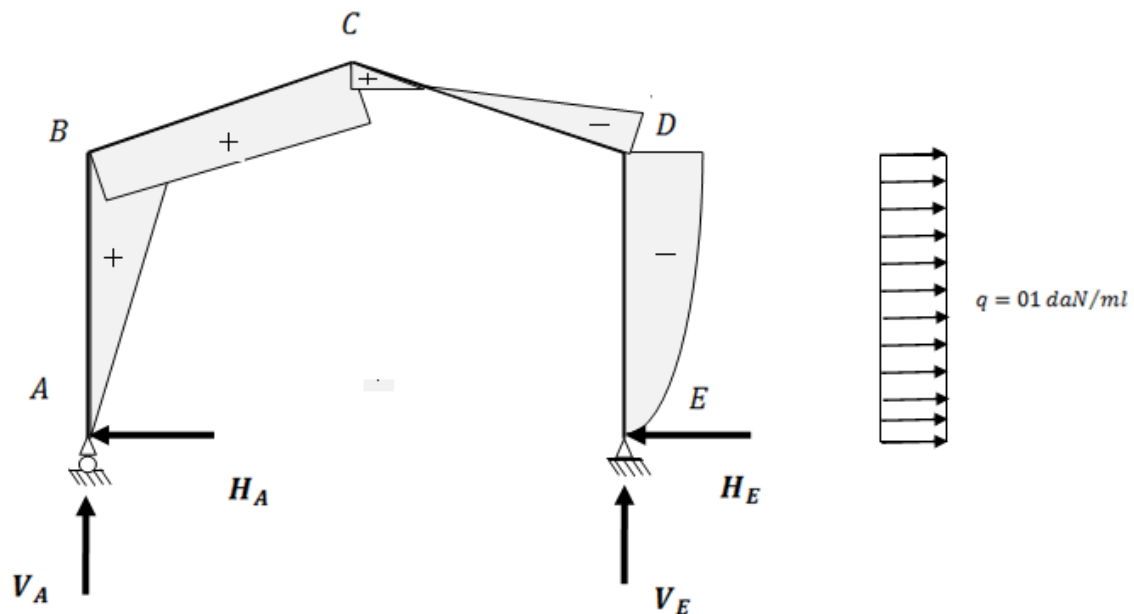


fig IV.8 : vent horizontal (dépression)

- $H_A = \delta \frac{qh}{2} = 0.492 \frac{1 \times 10.46}{2} = 2.56 daN$
- $H_E = q \cdot h - H_A = 1 \times 10.46 - 2.56 = 7.9 daN$
- $V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1 \times 10.46^2}{2 \times 29.25} = -1.88 daN$
- $M_B = -\beta \frac{qh^2}{2} = -0.51 \frac{1 \times 10.46^2}{2} = -27.9 daN \cdot m$
- $M_D = \delta \frac{qh^2}{2} = 0.492 \frac{1 \times 10.46^2}{2} = 26.9 daN \cdot m$
- $M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = 0.06 \frac{1 \times 10.46^2}{2} = 3.28 daN \cdot m$

❖ Efforts unitaire sous charges unitaire:

actions	q(daN/ml)	Réactions d'appuis (daN)			
		HA	HE	VA	VE
G	1	5.32	-5.32	14.625	14.625
N	1	5.32	-5.32	14.625	14.625
V <sub>1X</sub> (horizontal)	1	-2.56	-7.9	-1.88	1.88
V <sub>3X</sub> (soulèvement)	1	-5.32	5.32	14.625	14.625

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

actions	q (daN/ml)	Moments (daN.m)		
		M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	1	-55.61	43.85	-55.61
N	1	-55.61	43.85	-55.61
V <sub>1X</sub> (horizontal pression)	1	27.9	-3.28	-26.91
V <sub>2X</sub> (soulèvement)	1	55.61	-43.85	55.61

Tableau IV.4 : valeurs des moments sous charges unitaires

❖ Efforts internes sous charges réelles :

actions	q(daN/ml)	Réactions d'appuis (daN)			
		H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
G	263.16	1400	-1400	3848.7	3848.7
N	150.96	803.1	-803.1	2207.8	2207.8
V <sub>1X</sub> (horizontal pression)	209.03	-535.11	-1651.33	-393	393
V <sub>2X</sub> (soulèvement)	455	-2420.6	2420.6	-6654.4	-6654.4
V <sub>RX</sub> = V <sub>1X</sub> + V <sub>2X</sub>	/	-2955.71	769.27	-7047.4	-6261.4

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

actions	q (daN/ml)	Moments (daN.m)		
		M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	263.16	-14634.33	11539.6	-14634.33
N	150.96	-8394.88	6625.6	-8394.88
V <sub>1X</sub> (horizontal pression)	209.03	5704.4	-685.62	-5625
V <sub>2X</sub> (soulèvement)	455	25302.55	-19951.75	25302.55
V <sub>RX</sub> = V <sub>1X</sub> + V <sub>2X</sub>	/	31006.95	-20637.37	19677.55

Tableau IV.6 : valeurs des moments sous charges réelles

❖ Combinaisons à l'ELU :

combinaisons	Réactions d'appuis (daN)			
	H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
1.35G+1.5N	3039.65	-3039.65	8507.44	8507.44
1.35G+1.5N+1.35V <sub>RX</sub>	-1016.02	-1935.67	-1337.71	-276.61
G+1.5V <sub>RX</sub>	-3033.56	-246.1	-6722.4	-5543.4

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

combinaisons	Moments (daN.m)		
	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
1.35G+1.5N	-32348.66	25516.86	-32348.66
1.35G+1.35N+1.35V <sub>RX</sub>	10770	-3337.43	-4524.74
G+1.5V <sub>RX</sub>	31876.1	-19416.45	14882

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

#### 4. Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb) :

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

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

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

$$\phi_0 = 1/200$$

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

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

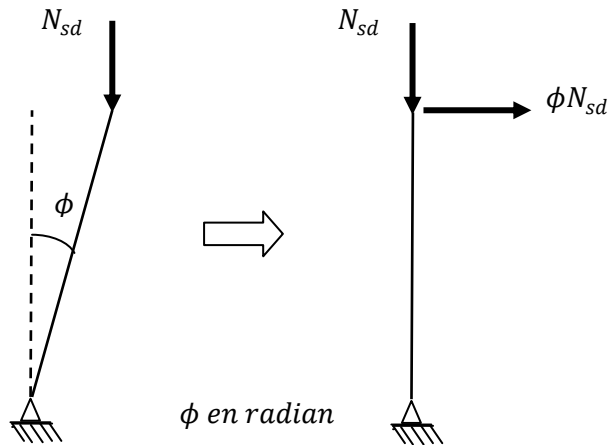


Fig. IV.9 : Imperfection géométrique.

Avec :

- $H_{eq}$  : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- $N_{sd}$  : Effort normal de compression dans le poteau.
- $\phi$  : Défaut initial d'aplomb.
- $\phi_0$  : Valeur de base.
- $\alpha_h$  : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.
- $\alpha_m$  : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

$h = 12m$  : Hauteur de la structure.

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

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

$$\alpha_h = 2/\sqrt{12} = 0,58$$

$$\phi = \frac{0,866 \times 0,58}{200} = 0,00251$$

**4.1. Modélisation avec les imperfections :**

Efforts au pied de poteaux aux l'ELU :

Combinaisons (ELU)	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)		Somme(KN)	
	$H_A$	$V_A$	$H_E$	$V_E$	$H$	$V$
<b>Combe 01</b>	30.39	85.07	-30.39	85.07	0	170.14
<b>Combe 01</b>	-10.16	-13.37	-19.37	-2.76	-29.53	-16.13
<b>Combe 03</b>	-30.33	-02.46	-67.22	-55.43	-97.55	-57.89

**Tableau. IV.9 :** Efforts au pied de poteaux aux l'ELU.Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si :  $|H| \geq 0,15 |V|$ 

Combinaisons (ELU)	0,15 V	$ H  \geq 0,15  V $
<b>Combe 01</b>	25.52	Non
<b>Combe02</b>	-2.42	OUI
<b>Combe 03</b>	-14.63	Oui

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

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

Efforts équivalent en tête poteaux :

Combinaisons	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)	
	$N_{sd}$	$H_{eq}$	$N_{sd}$	$H_{eq}$
<b>Combe 01</b>	85.07	0.21	85.07	0.21

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

## 4.2. Calcul des efforts internes additionnels :

Efforts horizontale en tête poteaux :

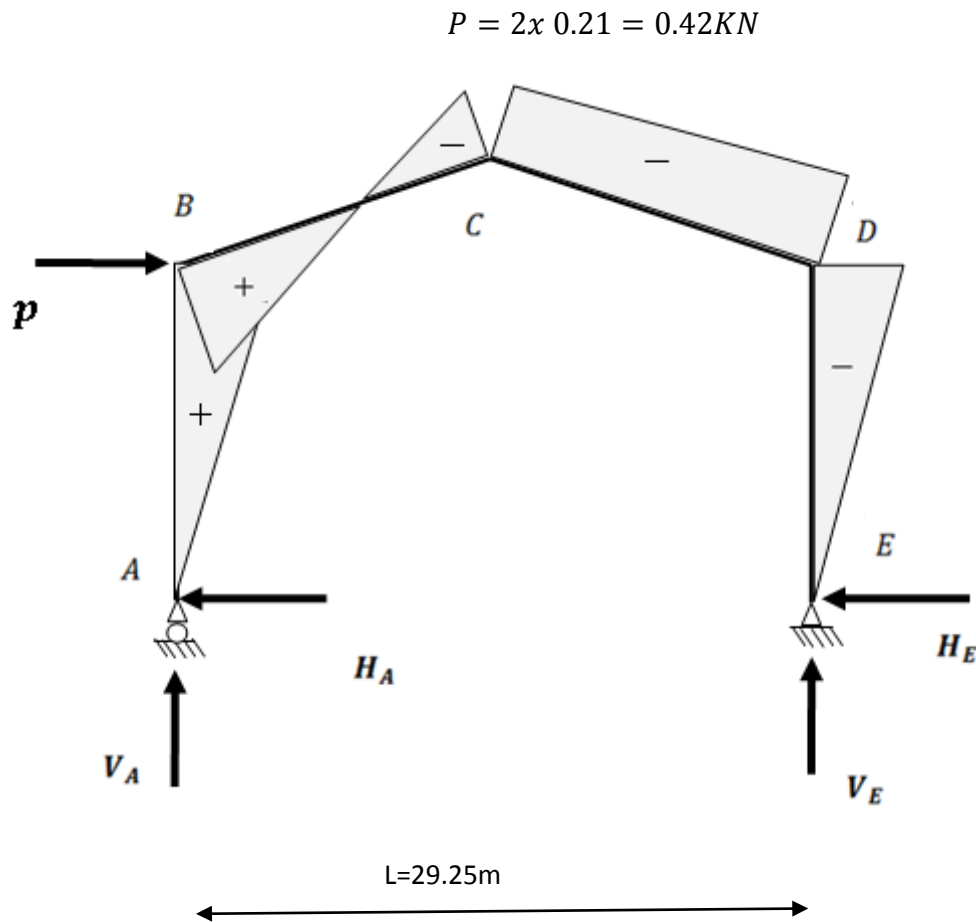


Fig. IV.10 : Effort horizontale en tête du poteau.

$$\beta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{0,15(3 + 2 \times 0,15)}{2 \times 4,18} \right] = 0,53$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{0,15(3 + 2 \times 0,15)}{2 \times 4,18} \right] = 0,47$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[ 1 - \frac{(1 + \varphi)(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,15}{2} \left[ 1 - \frac{(1 + 0,15)(3 + 2 \times 0,15)}{2 \times 4,18} \right] = 0,041$$

- $H_A = \beta P = 0,53 \times 0,42 = 0,222 \text{KN}$
- $H_E = P - H_A = 0,42 - 0,222 = 0,198 \text{KN}$
- $V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0,42 \times 12}{29,25} = -0,172 \text{KN}$
- $M_B = \beta Ph = 0,53 \times 0,42 \times 12 = 2,67 \text{kN.m}$
- $M_D = -\delta Ph = -0,492 \times 0,42 \times 12 = -2,48 \text{kN.m}$
- $M_C = -\gamma Ph = -0,06 \times 0,42 \times 12 = -0,302 \text{kN.m}$ .

### 4.3. Combinaisons aux ELU avec prise en compte de $H_{eq}$ :

Combinaisons	Réactions d'appuis [kN]			
	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$
1,35G + 1,5N	30.39	-30.39	85.07	85.07
P	-0.222	-0.198	0,172	-0,172
1,35G + 1,5N + P	30.17	-30.58	85.24	84.89
1,35G + 1,35N + 1,35V <sub>3</sub> + P	-10.38	-19.54	-13.2	-27.77
G + 1,5V <sub>3</sub>	-30.55	-24.8	-67.04	-55.6

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

Combinaisons	Moments [kN.m]		
	$M_B$	$M_C$	$M_D$
1,35G + 1,5N	-323.48	255.16	-323.48
P	2.67	-0.302	-2.48
1,35G + 1,5N + P	-320.81	254.86	-325.96
1,35G + 1,35N + 1,35V <sub>3</sub> + P	110.37	-33.67	-47.72
G + 1,5V <sub>3</sub>	318.76	-194.16	148.82

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

### 5. Choix de la méthode d'analyse :

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

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

#### 5.1. Détermination du facteur d'éloignement critique minimum $\alpha_{cr}$ :

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

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

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

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

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

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

$I$ : le moment d'inertie de l'IPE 450 suivant l'axe yy (estimé)

$$R = \frac{I1.S}{I2.h} = \frac{S}{h} = \frac{14.7}{10.46} = 1.41 \dots \dots \dots (I1 = I2)$$

$$N_{sd.t} = \frac{\Pi^2.I.E}{h^2} = \frac{\Pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740}{1470^2} = 3236.16$$

$$N_{cr.p} = \frac{\Pi^2.I.E}{h^2} = \frac{\Pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740}{1046^2} = 6391.5$$

Sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$N_{sd.t} = 85.07 \sin 6.01 + 30.39 \cos 6.01 = 39.13 \text{ KN}$$

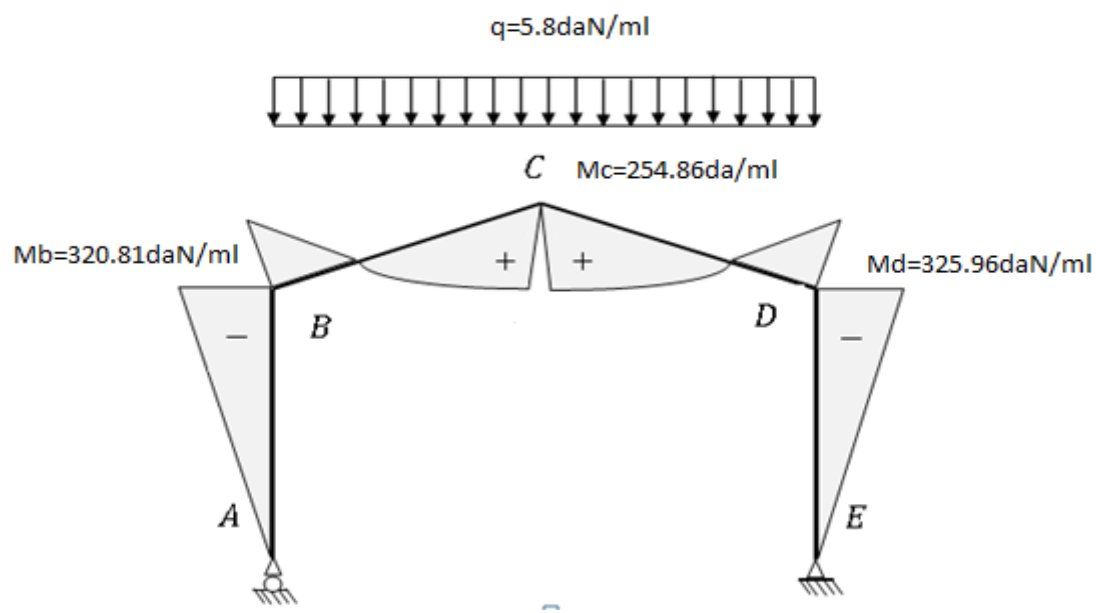
$$N_{sd.p} = 85.07 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{39.13}{3236.16} + (4 + 3.3 \times 1.41) \frac{85.07}{6391.5} = 0.12$$

$$\alpha_{cr} = 8.33 < 10$$

Donc la structure est souple et en prend considération de l'effet de second ordre

**6. Pré-dimensionnement de la traverse :**



**Fig. IV.11 : Moments sous la combinaison 1,35G+1,5N+P**

**6.1. Moments sollicitant la traverse :**

Actions vers le bas : charges gravitationnelles :

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

- Aux appuis :  $M_B = -320.81 \text{Kn.m}$  ;  $M_D = -325.96 \text{kN.m}$
- Au faitage :  $M_C = 254.86 \text{Kn.m}$

Actions vers le haut: Vent de soulèvement :

Sous la combinaison : G+1,5V<sub>3</sub>

- Aux appuis :  $M_D = 148.82 \text{kN.m}$  ;  $M_B = 318.76 \text{kN.m}$
- Au faitage :  $M_C = -194.16 \text{kN.m}$

**6.2. Calcul préliminaire :**

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

$$W_{ply} \geq \frac{325.96 \times 1,1 \times 10^2}{23,5} = 1525.77 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 450  $W_{ply} = 1702 \text{cm}^3$

**7. Dimensionnement de la traverse :****7.1. Vérification a la flèche (IPE450) :**

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

Soit un IPE 450  $W_{ply} = 1702 \text{cm}^3$

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

- $q = G + N = 2,63 + 1.51 = 4.14 \text{ kN/ml}$
- $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$
- $I_y = 33740 \text{cm}^4$
- $l = 29.25 \text{m}$
- $M_B = 230.3 \text{ kN.m}$  (sous la combinaison G+N de service)

On sachant que :

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 14.62 \text{cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 33740} (5 \times 4,14 \cdot 10^{-2} \times (2925)^4 - 48 \times 23030(2925)^2)$$

$$= 20,92 \text{ cm} \dots \dots \delta > \delta_{\max} \dots \dots \dots \text{flèche non vérifiée}$$

On augmente la section, on passe à un IPE500

Soit un IPE 500  $W_{ply} = 2194 \text{ cm}^3$

**Vérification a la flèche (IPE500) :**

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

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 48200} (5 \times 4,14 \cdot 10^{-2} \times (2925)^4 - 48 \times 23030(2925)^2)$$

$$= 14,65 \text{ cm} \dots \dots \delta > \delta_{\max} \dots \dots \dots \text{flèche non vérifiée}$$

On augmente la section, on passe à un IPE550

Soit un IPE 550  $W_{ply} = 2787 \text{ cm}^3$

**Vérification a la flèche (IPE550) :**

Soit un IPE 550  $W_{ply} = 2787 \text{ cm}^3$

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

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 67120} (5 \times 4,14 \cdot 10^{-2} \times (2925)^4 - 48 \times 23030(2925)^2)$$

$$= 10,52 \text{ cm} \dots \dots \delta < \delta_{\max} \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée}$$

## 7.2. Vérification de l'IPE 550 pour la traverse a (l'ELU):

### A. Vérification de la section a la résistance :

#### Bilan des efforts :

- $M_{y.sd} = 325,96 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 85,24 \sin 6,03 + 30,58 \cos 6,03 = 39,36 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = 85,24 \cos 6,03 - 30,58 \sin 6,03 = 81,56 \text{ kN}$

#### a) Classe de la section :

Section sollicitée en flexion composé :  $\Rightarrow$  Section de classe 01.

#### b) Vérifications des efforts tranchants :

- $V_{z.sd} = 81,56 \text{ kN}$
- $V_{plzRd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{72,3 \left( \frac{23,50}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 891,77 \text{ kN}$

$$V_{z.sd} = 81.56 \text{ kN} \lll V_{plz.Rd} = 891.77 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$V_{z.sd} = 81.56 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{plz.Rd} = 445.88 \text{ kN}$$

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

### c) Vérifications de l'effort normal :

$$\text{➤ } N_{sd} = 39.36 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{134 \times 23,50}{1,1} = 2862.73 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 39.36 \text{ kN} \lll N_{plRd} = 2862.73 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$N_{sd} = 39.36 \text{ kN} < \frac{1}{2} N_{plRd} = 1431.36 \text{ kN}$$

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

### d) Vérifications du moment fléchissant:

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

$$\text{➤ } M_{y.sd} = 325.96 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ } M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(2787)(2350)}{1,1} = 59540.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 325.96 \text{ kN.m} < M_{c.Rd} = 59540.45 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ La section en IPE 550 est vérifiée.

## B. Vérification de l'élément aux instabilités:

### a) Vis-à-vis du flambement:

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

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

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :

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

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

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

Avec :

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

Ou :

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

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1470}{22,4} = 65,625$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{65,625}{93,9} = 0,7$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2,62 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1))}$   
Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,7 - 0,2) + 0,7^2] = 0,797$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,797 + [0,797^2 - 0,7^2]^{0,5}} = 0,85$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

Avec :

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

Ou :

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

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{735,32}{4,45} = 165,24$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{165,32}{93,9} = 1,76$$

Courbe de flambement :

$(h/b = 550/210 = 2,61 > 1,2$   
 $\{ \text{Axe de flambement } Z - Z \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34 \text{ (Tableau (5-5-1))}$

Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(1,76 - 0,2) + 1,76^2] = 2,31$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,31 + [2,31^2 - 1,76^2]^{0,5}} = 0,26$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,85; 0,26) = 0,26$$

Calcul du coefficient  $k$  :

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

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

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

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

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

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{254,86}{-320,81} = -0,794$$

$$\triangleright \beta_{M\varphi} = 1,8 - [0,7(-0,794)] = 2,35$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.8 \times 14.625^2}{8} = 155.07 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = 320.81 + 254.86 = 575.67 \text{ kN.m}$$

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

$$\beta_{My} = 2,35 + \frac{155.07}{575.67} (1,3 - 2,35) = 2.07$$

$$\mu_y = 0,7([2 \times 2.07] - 4) + \frac{2787 - 2440}{2440} = 0,24$$

$$k_y = 1 - \frac{0,24 \times 39.36}{0,26 \times 134 \times 23,5} = 0,998$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{39.36}{0,26 \times 2862.73} + \frac{0,998 \times 325.96}{595.41} = 0.59 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

### b) Vis-à-vis du diversement:

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

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

#### • Actions vers le bas :

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

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

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

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec } i_z = 4.45 \text{ cm ; } h = 55 \text{ cm ; } t_f = 1.72 \text{ cm.}$$

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

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

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

$$M_b = -318.76 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment au point

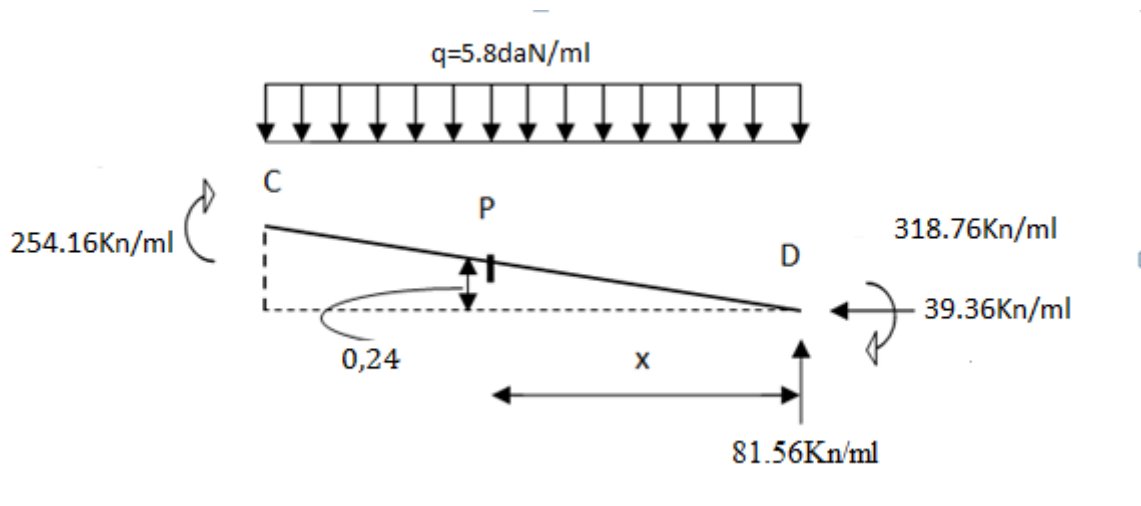


Fig. IV.12 : Calcul du moment au point quelconque P.

$$M_p = (81.56x) - (318.76) - [(39.36)(0.24x)] - \left(5.8 \frac{x^2}{2}\right)$$

$$M_p = -2.9x^2 + 72.11x - 320.81$$

$$\Rightarrow M_a = M_p(x = 7.35m) = [-2.9 \times 7.35^2] + [72.11 \times 7.35] - 318.76 = 54.58 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{54.58}{-318.76} = -0.17$$

$$\Rightarrow C_1 = 1.88 - 1.4(-0.17) + 0.52(-0.17)^2 = 2.13 < 2.7$$

- $l = 7.35m$ :longueure de flambement latérale.
- $i_z = 4.45cm$
- $h = 55cm$
- $t_f = 1.72cm$

$$\lambda_{LT} = \frac{735/4,45}{2,13^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{735/4,45}{55/1,72} \right)^2 \right]^{0,25}} = 91.56$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{91.56}{93,9} = 0.97 \quad \bar{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{21} = 2,62 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

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

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,97 - 0,2) + 0,97^2] = 1.05$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.05 + [1.05^2 - 0,97^2]^{0,5}} = 0,68$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,97$ .

{0,97 → 0.6858

$$\chi_{LT} = 0,6858$$

Calcul du coefficient  $k$  :

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

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

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

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

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (-0,17)] = 1,92$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,76 \times 1,92 - 0,15 = 0,36$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,36 \times 39,36}{0,26 \times 134 \times 23,50} = 0,98 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,98$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} = \frac{39,36}{0,26 \times 2862,73} + \frac{0,98 \times 320,81}{0,7139 \times 595,41} = 0,79 < 1$$

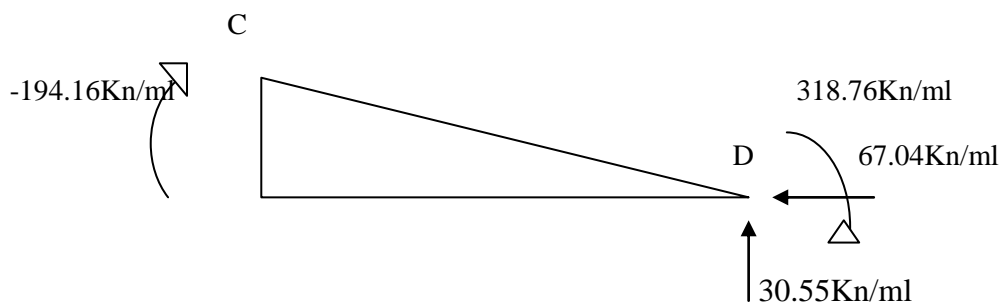
... .. Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

#### • Actions vers le haut :

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

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

- $M_{y,sd} = 318,76 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 67,04 \sin 6,03 + 30,55 \cos 6,03 = 37,42 \text{ kN}$
- $V_{z,sd} = 67,04 \cos 6,03 - 30,55 \sin 6,03 = 63,46 \text{ kN}$



**Fig. IV.13 : Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.**

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

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

Ou :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ Avec } i_z = 4,45\text{cm} ; h = 55\text{cm} ; t_f = 1,72\text{cm}.$$

Avec :

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

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

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

$$M_a = -194.46\text{kN} < M_b = 321.43\text{kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-194.16}{318.76} = -0,6$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(-0,6) + 0,52(-0,6)^2 = 2,9$$

- $l = 735\text{cm}$ :longueur de flambement latérale.
- $i_z = 4,45\text{cm}$
- $h = 55\text{cm}$
- $t_f = 1,72\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{735/4,45}{2.9^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{735/4,45}{55/1,72} \right)^2 \right]^{0,25}} = 78.46$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{78.46}{93,9} = 0.83 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{21} = 2.62 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

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

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,83 - 0,2) + 0,83^2] = 0,91$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,91 + [0,91^2 - 0,83^2]^{0,5}} = 0,78$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\overline{\lambda}_{LT} = 83$ .

$$\chi_{LT} = 0,7841$$

Calcul du coefficient  $k$  :

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

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

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

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

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,76 \times 1,3 - 0,15 = 0,19$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,19 \times 37,42}{0,26 \times 134 \times 23,50} = 0,99 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,99$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{37,42}{0,26 \times 2862,73} + \frac{0,99 \times 318,76}{0,7841 \times 595,41} = 0,73 > 1$$

... .. *Elément vérifié au diversement pour les charges ascendantes.*

### 7.3. Conclusion :

Le profilé laminé choisi (IPE550) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

### 8. Vérification des poteaux :

Bilan des efforts :

- $M_{y.sd} = 325,96 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 85,24 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = 30,58 \text{ kN}$

On a jugé bon de ne pas revérifier la résistance en section vu la marge de sécurité qu'on a constaté lors de la vérification de la section de la traverse.

**8.1. Vis-à-vis du flambement:**

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

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

**a- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :**

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

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

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

Avec :

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

Ou :

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

**Remarque :**

L'ossature est sensible aux effets de seconde ordre  $c_{critique} = 0,09 < 0,1$ . la longueur de flambement de poteau dans pour le flambement dans le plan du portique et donc prise comme étant  $L_y = 2 \cdot l_{poteau}$ .

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{2092}{22.4} = 93.4$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{93.4}{93,9} = 0.99$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2.61 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1))}$

Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,99 - 0,2) + 0,99^2] = 1.07$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.07 + [1.07^2 - 0.99^2]^{0.5}} = 0.68$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w})$  Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} : \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{4.45} = 33.7 \quad (\text{L'est l'entraxe de la lisse})$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{33.7}{93,9} = 0.36$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2.68 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34 \text{ (Tableau (5-5-1))}$   
Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,34(0.36 - 0,2) + 0.36^2] = 0.6$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.6 + [0.6^2 - 0.36^2]^{0.5}} = 0,92.$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :

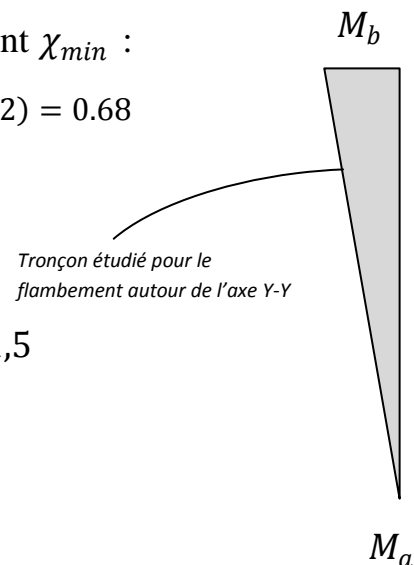
$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,68; 0,92) = 0.68$$

Calcul du coefficient  $k$  :

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

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

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



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

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

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{325.96} = 0$$

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

$$\mu_y = 0.99([2 \times 1,8] - 4) + \frac{2787 - 2440}{2440} = -0.24$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,24 \times 85.24}{0,68 \times 134 \times 23,5} = 1.009$$

$$\text{➤ } N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{134 \times 23,50}{1,1} = 2862.73 \text{ kN}$$

$$M_{pl Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(2787)(23.50) \times 10^{-2}}{1,1} = 595.4 \text{ kN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{85.24}{0,68 \times 2862.73} + \frac{1,009 \times 325.96}{595.4} = 0.6 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

## 8.2. Vis-à-vis du diversement :

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

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

Ou :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec } i_z = 4.45 \text{ cm ; } h = 55 \text{ cm ; } t_f = 1.72 \text{ cm.}$$

Avec :

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

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

$[M_a < M_b]$  : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé *Tronçon étudié pour le diversement*

$$M_b = 325.96 \text{ kN.m}$$

$$M_a = Mysd(h = 8.96\text{m}) = \frac{325.96 \times 8.96}{10.46} = 279.23 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{279.23}{325.96} = 0.86$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(0,86) + 0,52(0,86)^2 = 1.06 < 2,7$$

- $l = 1.5\text{m}$ : longueur de flambement latérale (maintien latérale par la lisse)
- $i_z = 4.45$
- $h = 550\text{cm}$
- $t_f = 1.72\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{150/4.45}{1,06^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{150/4.45}{55/1.72} \right)^2 \right]^{0,25}} = 32.41$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{32.41}{93,9} = 0.34 < 0,4 \rightarrow \text{ya pas risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{21} = 2.62 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

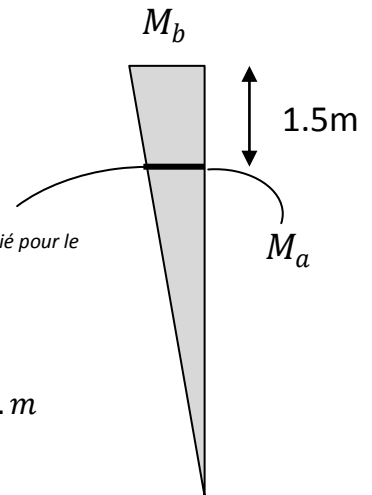
La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,34 - 0,2) + 0,34^2] = 0.57$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,57 + [0,57^2 - 0,34^2]^{0,5}} = 0.97$$



Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\overline{\lambda}_{LT} = 0,21$ .

$$\chi_{LT}=0,97$$

Calcul du coefficient  $k$  :

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

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

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

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

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (0,86)] = 1.2$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,36 \times 1,2 - 0,15 = -0.08$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0.08 \times 85.24}{0,98 \times 134 \times 23,50} = 1 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 1$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{85.24}{0,98 \times 2862.73} + \frac{1 \times 325.96}{1 \times 595.4} = 0,57 < 1$$

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

### 8.3. Conclusion :

La section du profilé laminé choisi IPE500 est adéquate pour le poteau et convient pour l'ossature du portique.

### 9. Conclusion générale :

L'étude que nous avons effectué nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments de portique, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- La traverse : **IPE550**
- Le poteau : **IPE550**

### 1. Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs,... Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

### 2. Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

### 3. Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

#### 3.1. Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le

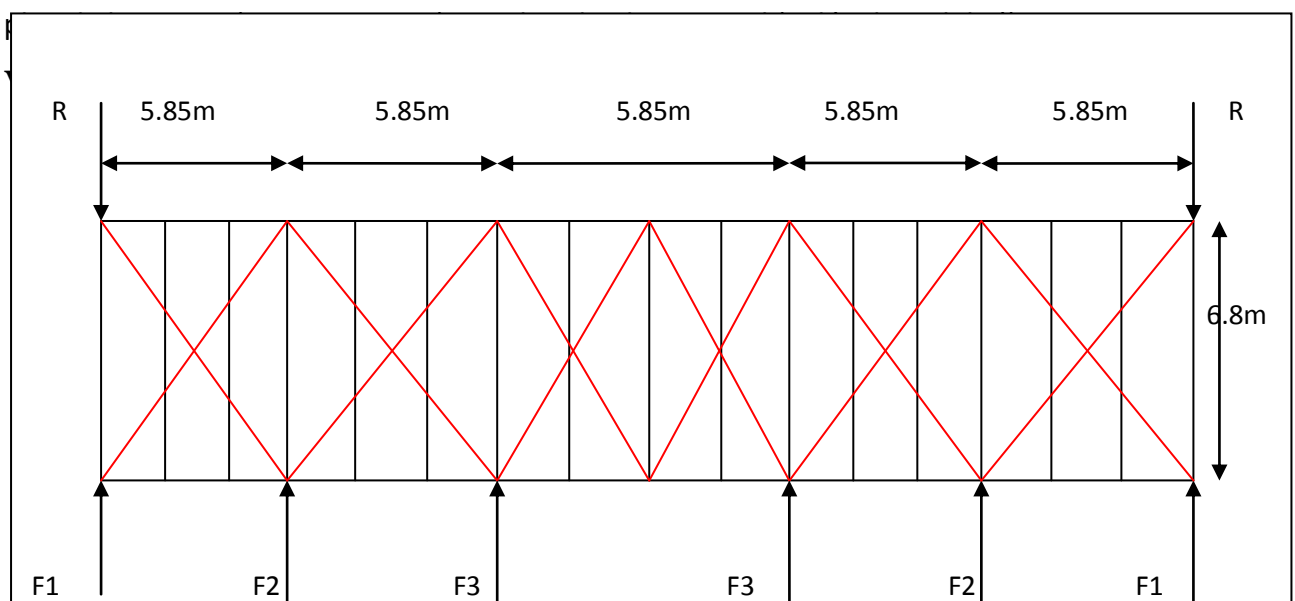
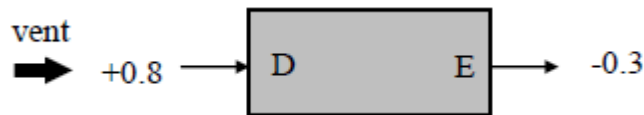


Fig V.1 : Schéma statique de la poutre au vent.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2) :

– La valeur de  $C_e$  est donnée ci-dessous



– Le coefficient de réduction

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

– La pression du vent:

$$V = Ph = C_d \times q_h \times \sum C_r = 1 \times 68.32 \times 1.1 = 75.152 \text{ daN} \text{ avec : } C_d=1$$

– On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon):

$$S_{fr} = 40.08 \times 2 \times 14.7 = 1178.35 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 68.32 \times 0.04 \times 1178.35 = 3220.20 \text{ daN}$$

#### a- Calcul des efforts horizontaux $F_i$ :

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{29.25}{12} \right) + \frac{F_{fr}}{12} = \left( 75.152 \times \frac{10.46}{2} \times \frac{29.25}{12} \right) + \frac{3220.2}{12} = 1226.4 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{6} \right) + \frac{F_{fr}}{6} = \left( 75.152 \times \frac{11.07}{2} \times \frac{29.25}{6} \right) + \frac{3220.2}{6} = 2564.53 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{6} \right) + \frac{F_{fr}}{6} = \left( 75.152 \times \frac{11.69}{2} \times \frac{29.25}{6} \right) + \frac{3220.2}{6} = 2678.11 \text{ daN}$$

#### b- Calcul des réactions d'appuis :

Par la méthode des coupures :

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

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3)}{2} = \frac{2(1226.4 + 2564.53 + 2678.11)}{2} = 6469.04 \text{ daN}$$

#### c- 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.

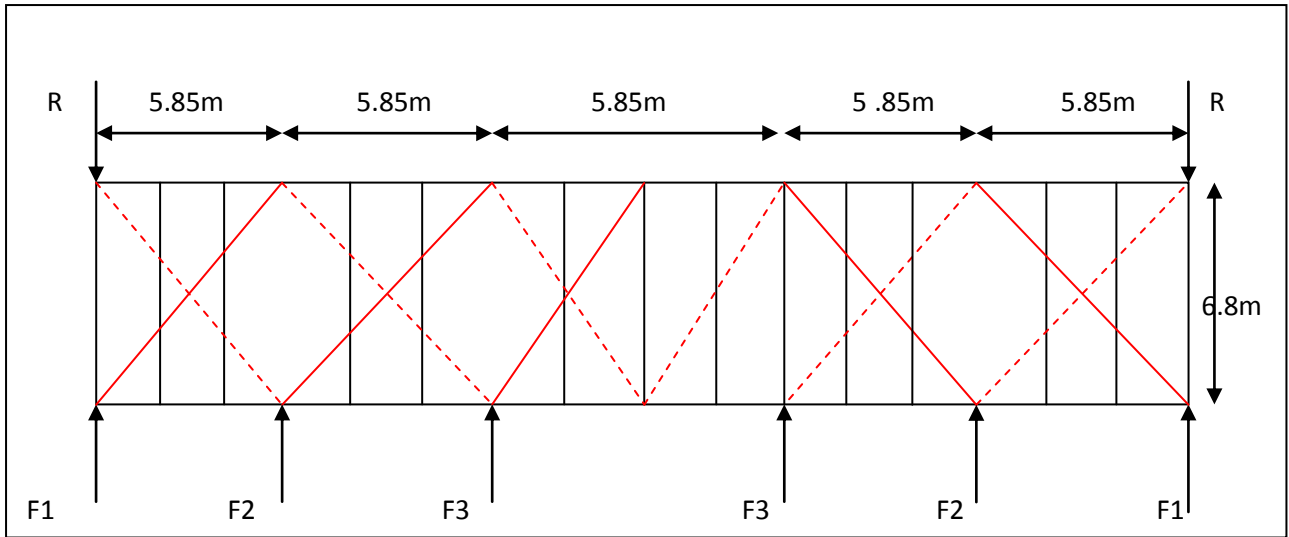


Fig V.2 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

$$Fdx \cos\vartheta \times F1 = R . \text{ avec : } R=6469.04\text{daN} \quad \text{et } F1=1226.4 \text{ daN}$$

$$\arctg \alpha = \frac{5.85}{6.8} = 40.7^\circ$$

$$D'où Fd = \frac{R-F1}{\cos\theta} = \frac{6469.04-1226.4}{\cos 40.7} = 6915.18\text{daN}$$

$$Nsd = 1.5 \times Fd = 1.5 \times 6915.18 = 10372.78\text{daN}$$

**d- Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :

$$Nsd \leq Npl.rd = \frac{A.fy}{\gamma M0} \rightarrow A \geq \frac{Nsd.\gamma M0}{Nsd} = \frac{10372.78 \times 1.1}{23.5} = 4.85\text{cm}^2$$

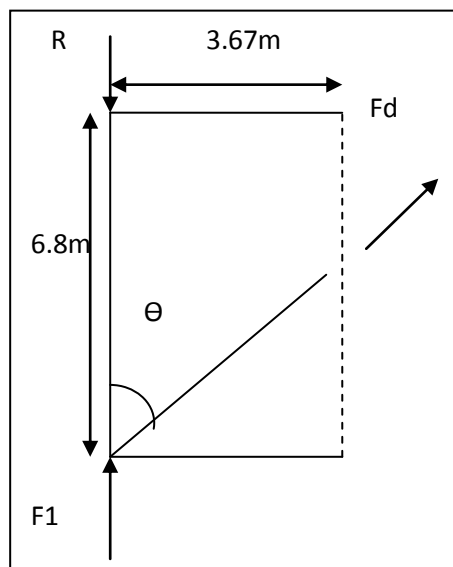
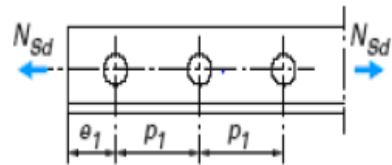


Fig V.3 : L'effort Fd dans la diagonale d'extrémité.

On opte pour une cornière de L70x70x6 d'une section  $A=8.13\text{cm}^2$  un boulons de 12 mm et un trous de 13mm

**Section nette :**

$$A_{net} = 8.13 - 0.5 \times 1.3 = 7.48\text{cm}^2$$



**3.2. Vérification à la résistance ultime de la section nette :**

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u}; r_d = \frac{B \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Tableau 1 – Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

**Tableau V.1 :** coefficients minorateurs  $\beta_1$  et  $\beta_2$ .

Où :  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe  $P_1$  des trous.

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$P=100\text{mm}$  ;  $e=25\text{mm}$

$P_1 = 100\text{mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$

Avec :  $d_0=13\text{mm}$  diamètre de trous

Donc :  $\beta=\beta_3=0.7$

$$N_{u}r_d = \frac{0.7 \times 7.48 \times 3600}{1.25} = 15079.7\text{daN} = 150.79\text{KN}$$

$N_{sd}=103.72\text{KN} < N_{u}r_d = 150.79\text{KN} \dots \dots \dots \text{OK}$

**Conclusion:**

Une cornière de L70x70x6 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

**4. Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité :**

Le montant de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la pannes à la flexion déviée composée. les formules de vérification sont les suivantes :

**4.1. Vérification de la section à la résistance :**

Section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.s.d}}{M_{ny.r.d}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.s.d}}{M_{nz.r.d}}\right)^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha=2.E$  et  $\beta=5n \geq 1$ 

$$n = \frac{N_{s.d}}{N_{pl.r.d}}$$

$$M_{ny.r.d} = M_{ply.r.d} \left(\frac{1-n}{1-0.5\alpha}\right) \text{ et } M_{nz.r.d} = M_{plz.r.d} \left(\frac{(1-\alpha)^2}{1-\alpha}\right)$$

 $A_w = A - 2b.t_f$  ; aire de l'ame

$$\alpha: \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$$

$$M_{ply.r.d} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma M_0} \cdot M_{plz.r.d} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma M_0}$$

**4.2.Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :****Flexion déviée :** (voir le calcul chapitre 02).

G=41.61 daN/ml

N=36.15 daN/ml

**Compression :** (voir le calcul de contreventement)

V=F2 =2564.53 daN

**a- Combinaison des charges :**

- 1)  $1.35G+1.35N+1.35V$
- 2)  $Q_{s.d}=1.35G+1.35N$
- 3)  $N_{s.d}=1.35V$

$$Q_{s.d} = 1.35G + 1.35N = 1.35 \times 41.61 + 1.35 \times 36.15 = 104.98 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.s.d} = Q_{s.d} \cos \alpha = 104.98 \times \cos 6.01 = 104.4 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.s.d} = \frac{Q_{z.s.d} \cdot l^2}{8} = \frac{104.4 \times 6.8^2}{8} = 603.43 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y.s.d} = Q_{s.d} \sin \alpha = 104.98 \times \sin 6.01 = 11 \text{ daN.m}$$

$$MZsd = \frac{Qysd.l^2}{8} = \frac{11 \times (6.8/2)^8}{8} = 15.9 daN.m$$

$$Nsd = 1.35 \times V = 1.35 \times 2564.53 = 3462.11 daN$$

**b- Caractéristique géométrique de l'IPE160 :**

$$W_{elz} = 16.7 cm^3 ; W_{ely} = 109 cm^3$$

$$W_{ply} = 124 cm^3 ; W_{plz} = 26.1 cm^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 23.5}{1.1} = 2649.1 daN/m$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 23.5}{1.1} = 557.59 daN/m$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 42940.91 daN$$

**c- Incidence de l'effort tranchant :**

Si  $Vsd < 0.5 V_{pl.Rd}$   $\longrightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

**Remarque :** a mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

**d- Incidence de l'effort normal :**

Si  $Nsd < \min(0.25 N_{pl.Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistance et l'effort normal.

$$0.25 N_{pl.Rd} = 0.25 \times 42940.09 = 10735.23 daN$$

$$A_w = A - 2b \cdot f_y = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 = 7.96 cm^2$$

$$\frac{0.5 A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 7.96 \times 23.5}{1.1} = 8507 daN$$

$$Nsd = 3462.11 daN < \min(10735.23 ; 8507) = 8507 daN$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistance peut être négligée.

Pas de réduction de moment de résistance plastique :

$$M_{NY.RD} = M_{ply.Rd}$$

$$M_{NZ.Rd} = M_{plz.Rd}$$

**La formule de vérification est suivante :**

$$\left[\frac{My.sd}{Mply.Rd}\right]^\alpha + \left[\frac{Mz.sd}{Mplz.Rd}\right]^\beta \leq 1.0$$

$$a=2 ; \beta=5n \geq 1 ; n = \frac{Nsd}{Mp.lrd} = \frac{3462.11}{42940.09} = 0.08$$

$$\beta = 5n = 5 \times 0.08 = 0.4$$

$$\left[\frac{603.43}{2649.1}\right]^2 + \left[\frac{15.9}{557.59}\right]^{0.4} = 0.3 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

### 4.3. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

#### Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

#### Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

#### a- Combinaison a l'ELU :

G-1.5V
Qzsd=Gxcosα -1.5V
Qysd=1.35Gxsin α
Nsd=1.5V

Avec :

G=41.61 daN /ml charge permanente

V-221.6 daN/ml ; vent de soulèvement (chapitre 3)

V' =F2 =2564.53 daN effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)

**Charge de flexion :** (voir calcul des pannes)

$$Qzsd = G \cos \alpha - 1.5V = 41.61 \times \cos 6.01 - 1.5 \times 221.6 = -291.02 \text{ soulèvement}$$

$$Qysd = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 41.61 \times \sin 6.01 = 5.88$$

$$Mysd = \frac{Qzsd.l^2}{8} = \frac{291.02 \times 6.8^2}{8} = 1682.1 \text{ daN.m}$$

$$MZsd = \frac{Q_{ysd} \cdot l^2}{8} = \frac{5.88 \times (6.8/2)^8}{8} = 8.5 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

**Charge de compression :** (voir calcul de contreventement)

$$Nsd = 1.5 \times V' = 1.5 \times 2564.53 = 3846.8 \text{ daN}$$

**b- Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{Nsd}{\psi_{min} \cdot Npl, Rd} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl, zrd}} \leq 1$$

Flexion déviée compose avec risque de déversement :

$$\frac{Nsd}{\chi_z \cdot Npl, Rd} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_z \cdot M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl, zrd}} \leq 1$$

**c- Calcul de coefficient de réduction Xmin :**

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

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

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

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{680}{6.58} = 103.34 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \epsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{103.34}{93.9} = 1.1$$

courbe de flabement :

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } y-y \rightarrow \text{courbe a } (\alpha_y = 0.21)$$

$$\Phi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2) = 0.5(1 + 0.21(1.1 - 0.2) + 1.1^2) = 1.2$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.2 + (1.2^2 - 1.1^2)^{0.5}} = 0.59$$

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

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

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{340}{1.84} = 184.78 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \epsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{184.78}{93.9} = 1.97$$

Le tableau 5.5.3 de l'eurocode 3 ; partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } z-z \rightarrow \text{courbe } b (\alpha_z = 0.34)$$

$$\Phi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2) = 0.5(1 + 0.34(1.97 - 0.2) + 1.97^2) = 2.74$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{2.74 + (2.74^2 - 1.97^2)^{0.5}} = 0.215$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.59 ; 0.2152) = \mathbf{0.2152}$$

**d- calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement :**

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

$$\lambda_{lt} = \frac{l_z / i_z}{\left(1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{l_z}{i_z} \right) \left( \frac{l_z}{i_z} \right) \left( \frac{l_z}{i_z} \right) \right) \right)^{0.25}} = \frac{\frac{340}{1.84}}{\left(1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{340}{1.84} \right) \left( \frac{340}{1.84} \right) \left( \frac{340}{1.84} \right) \right) \right)^{0.25}} = 118.45$$

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

$$\bar{\lambda}_{lt} = 118.45 / 93.9 = 1.26 > 0.4 \text{ il ya un risque de deversement}$$

section laminé  $\alpha_{lt} = 0.21$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\Phi_{lt} = 0.5 (1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2) + (\lambda_{lt})^2) = 0.5(1 + 0.21(1.26 - 0.2) + 1.26^2) = 1.4$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + (\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.4 + (1.4^2 - 1.26^2)^{0.5}} = \mathbf{0.5} \leq 1.0$$

**e- calcul des coefficients k :**

**Calcul du coefficient  $k_y$  :**

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

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2\beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.1 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{124 - 109}{109} = -1.4 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{(-1.4) \times 3846.8}{0.59 \times 20.1 \times 2350} = \mathbf{1.19} < 1.5$$

**Calcul de coefficients  $k_{LT}$  :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_z \cdot \beta_{lt} - 0.15 = 0.15 \times 1.97 \times 1.3 - 0.15 = 0.23 \leq 1.5$$

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

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{lt} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(0.23) \times 3846.8}{0.2152 \times 20.1 \times 2350} = \mathbf{0.91}$$

**Calcul de coefficient Kz :**

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.97 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{26.1 - 16.7}{16.7} = -2.19 \leq 0.9$$

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

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{(-2.19) \times 3846.8}{0.2152 \times 20.1 \times 2350} = \mathbf{1.83}$$

**f- vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\psi_{min} \cdot N_{pl, Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl, zrd}} = \frac{2763.51}{0.2152 \times 42940.1} + \frac{1.19 \times 1682.1}{2649.1} + \frac{1.83 \times 8.5}{557.59}$$

$$= 1.067 \leq 1 \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

On augmente la section de la panne de l'YPE 160 à l'YPE 180.

**4.4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l'instabilité IPE180 :**

**a- Calcul du coefficient de réduction  $X_{min}$  :**

$$X_{min} = \min (X_y ; \chi_z)$$

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

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}}$$

avec :  $\phi_y = 0.5 ( 1 + \alpha_y (\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2 )$  et  $\lambda_y = (\frac{\lambda_y}{\lambda_1}) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A = 1 ; \text{classe 1})$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{680}{7.42} = 91.64 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \epsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91.64}{93.9} = 0.98$$

$$\phi_y = 0.5 ( 1 + \alpha_y (\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2 ) = 0.5 ( 1 + 0.21 (0.98 - 0.2) + 0.98^2 ) = 1.06$$

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.06 + (1.06^2 - 0.98^2)^{0.5}} = 0.68$$

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

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}}$$

avec :  $\phi_z = 0.5 ( 1 + \alpha_z (\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2 )$  et  $\lambda_z = (\frac{\lambda_z}{\lambda_1}) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A = 1 ; \text{classe 1})$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{340}{2.05} = 165.85 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{165.85}{93.9} = 1.76$$

$$\Phi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2) = 0.5(1 + 0.34(1.76 - 0.2) + 1.76^2) = 2.31$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + (\Phi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{2.31 + (2.31^2 - 1.76^2)^{0.5}} = 0.27$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.68; 0.27) = \mathbf{0.27}$$

### b- Calcul de l'élanement réduit :

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

$$\lambda_{lt} = \frac{l_z / i_z}{\left(1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{l_z}{i_z} \right)^2 \left( \frac{l_z}{i_z} \right)^2 \right) \right)^{0.25}} = \frac{\frac{340}{2.05}}{\left(1 + \frac{1}{20} \left( \left( \frac{340}{2.05} \right)^2 \left( \frac{340}{2.05} \right)^2 \right) \right)^{0.25}} = 112.2$$

C1 = 1.132 (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\bar{\lambda}_{lt} = 112.2 / 93.9 = 1.19 > 0.4 \text{ il ya un risque de deversement}$$

section laminé  $\alpha_{lt} = 0.21$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt} + (\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\Phi_{lt} = 0.5 (1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2) + (\lambda_{lt})^2) = 0.5(1 + 0.21(1.19 - 0.2) + 1.19^2) = 1.31$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt} + (\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.31 + (1.31^2 - 1.19^2)^{0.5}} = \mathbf{0.53} \leq 1.0$$

### c- Calcul des coefficients K :

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.98x(2x1.3 - 4) + \frac{166 - 146}{146} = -1.24 < 0.9$$

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

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{(-1.24)x3864.8}{0.27x23.9x2350} = \mathbf{1.31} \leq \mathbf{1.5}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15x1.76x1.3 - 0.15 = 0.20 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(0.2)x3864.8}{0.27x23.9x2350} = \mathbf{0.95} \leq \mathbf{1.5}$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.76x(2x1.3 - 4) + \frac{34.6 - 22.2}{22.2} = -1.9 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 = 1 - \frac{(-1.9)x3864.8}{0.26x23.9x2350} = \mathbf{1.5} > \mathbf{1.5}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.1 \text{ daN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{166 \times 2350 \times 10^2}{1.1} = 3546.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{34.6 \times 2350 \times 10^2}{1.1} = 739.18 \text{ daN.m}$$

**e. Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3864.8}{0.27 \times 51059.1} + \frac{1.31 \times 1682.1}{3546.4} + \frac{1.5 \times 8.5}{739.18} = 0.9 \leq 1.0 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**f. Vérification au deversement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{y,sd}}{X_{lt} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

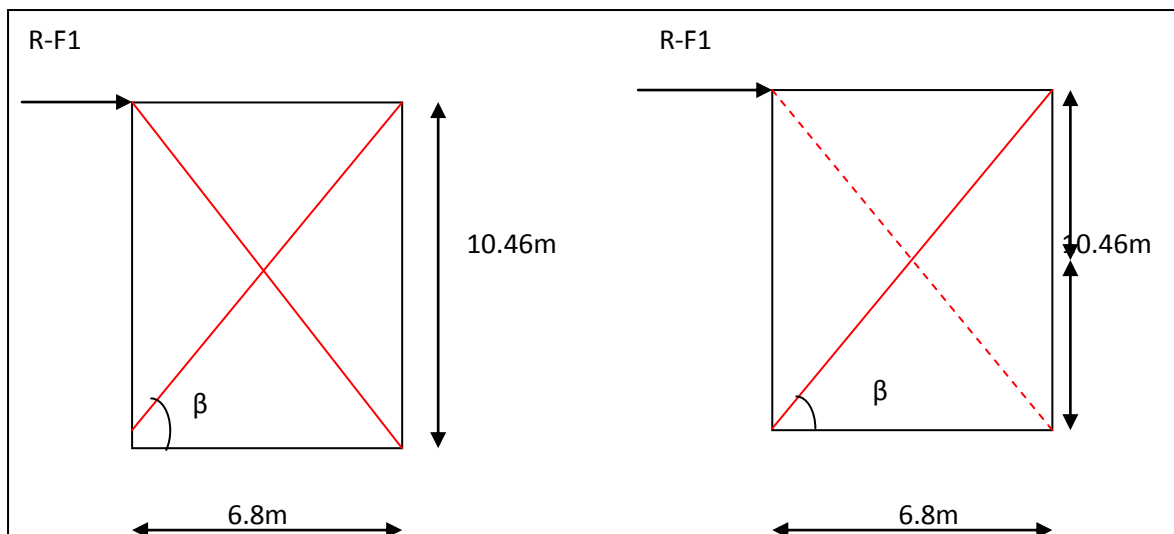
$$\frac{3846.8}{0.27 \times 51059.1} + \frac{0.95 \times 1682.1}{0.53 \times 3546.4} + \frac{1.5 \times 8.5}{739.18} = 1.13 > 1.0 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

**Remarque :**

On va augmenter la section de la panne puisque le deversement n'est pas vérifié ; on passe de l' IPE 180 à l' IPE 200.

**5. Calcul de la palée de stabilité en long pan :**

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.



**Fig V.4 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.**

### 5.1. Par la méthode des coupures :

- Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \beta = R - F$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{10.46}{6.8} = 1.54; \quad \beta = 57^\circ$$

$$N = \frac{R - F}{\cos \beta} = \frac{6469.04 - 1226.4}{\cos 57} = 9625.9 \text{Kg}$$

- Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 9625.9 = 14438.85 \text{daN}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{14438.85 \times 1.1}{23.5} = 6.75 \text{cm}^2$$

On opte une cornière de L70x70x6 d'une section  $A=8.13 \text{cm}^2$  un boulons de 12 mm et un trou de 13mm

- **Section nette:**

$$A_{net} = 8.13 - 0.5 \times 1.3 = 7.48 \text{cm}^2$$

### 5.2. Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,rd} = \frac{B \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe  $P_1$  des trous.

**Exemple :** attache de 3 boulons ou plus :

$$P=100 \text{mm} ; e=25 \text{mm}$$

$$P_1 = 100 \text{mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{mm}$$

Avec :  $d_0=13 \text{mm}$  diamètre de trous

$$\text{Donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{uRd} = \frac{0.7 \times 7.48 \times 3600}{1.25} = 15079 \text{daN} = 150.79 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 144.38 \text{KN} < N_{uRd} = 150.79 \text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

### Conclusion :

Une cornière isolée de L70x70x6 avec un boulon de 12 mm et un trou de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

## 1. Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes ; elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent à ses derniers ; ce qui entraîne des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure. Le calcul sismique se fait selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003 ; qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la méthode nommée méthode statique équivalente, pour qu'elle soit applicable, la structure doit vérifier un certain nombre de conditions.

## 2. Méthode statique équivalente :

### 2.1. Condition d'application :

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 ( $h = 12\text{m}$ ) et sa régularité en plan ( $\frac{41.3}{30.5} = 1.35 < 4$ ) 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.

### 2.2. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### 2.3. Calcul de l'effort tranchant $V$ à la base :

L'effort sismique total appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Formule 4-1 du RPA)}$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du RPA ;

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4.2 du RPA ;

**R** : coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4.3 du RPA ;

**Q** : facteur de qualité donné par la formule 4.4 du RPA ;

**W** : poids totale de la structure donné par la formule 4.5 du RPA.

### 2.3.1. Détermination du coefficient d'accélération A :

L'ouvrage sera implanté à la commune de THALA ATHMANE willaya de TIZI OUZOU qui est classé selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

Zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : **IIa**

Groupe d'usage : **2** → **A= 0.15**

### 2.3.2. Calcul du facteur de qualité Q :

La valeur de Q est donnée par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Avec :  $P_q$  : la pénalité à retenir si le critère de qualité q est satisfait ou non ; et selon le tableau 4.4 du RPA 99 V2003 on a :

$P_1 = 0,05$  : conditions minimum sur les files de contreventement (non observé) ;

$P_2 = 0,05$  : redondance en plan (non observé) ;

$P_3 = 0$  : régularité en plan (observé) ;

$P_4 = 0$  : régularité en élévation (observé) ;

$P_5 = 0$  : contrôle de la qualité des matériaux (observé) ;

$P_6 = 0$  : contrôle de la qualité de l'exécution (observé).

$$\rightarrow Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,1$$

### 2.3.3. Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le RPA la valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 V2003 (annexe C) en fonction du système de contreventement.

Dans notre structure qui est une ossature poteaux-poutres auto stable ordinaire.

$$\rightarrow R = 4$$

### 2.3.4. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est donné par la relation :

$$\begin{aligned}
 D &= 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\
 &= 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\
 &= 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3s
 \end{aligned}$$

- **Le pourcentage d'amortissement  $\xi$  :**

le pourcentage d'amortissement est donné en fonction du matériau constitutif, du type et de l'importance du remplissage. Du tableau 4.2 du RPA 99 V2003 on trouve pour acier/léger  $\xi = 4\%$ .

- **Le facteur de correction d'amortissement :**

Le facteur de correction d'amortissement est donné par :

$$\eta = [7 / (2 + \xi)]^{1/2} \geq 0,7$$

D'où :  $\eta = [7 / (2 + 0,04)]^{1/2} = \mathbf{1,85}$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

On a :

$$T = \min [(C_T \cdot h_N)^{3/4} ; (0,09 h_N / D)^{1/2}]$$

Avec :

$C_T = 0,05$  : coefficient en fonction du système de comportement du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA 99 V2003.

$h_N = 12\text{m}$  : hauteur totale.

$D = 41.3\text{m}$  : longueur totale.

$$T = C_T \cdot h_N = (0,05 \times 12)^{3/4} = 0,68\text{s}$$

$$T = (0,09 \cdot h_N / D)^{1/2} = (0,09 \times 12 / 41.3)^{1/2} = 0,17\text{s}$$

Donc :  $T = \min (0,68 ; 0,17) = \mathbf{0,17\text{s}}$

$T_2 = \mathbf{0,5\text{s}}$  : période caractéristique associée à la catégorie du sol (qui est dans notre cas S3) donné par le tableau 4.7 du RPA 99 V2003.

Puisque  $0 \leq T = 0,17\text{s} \leq T_2 = 0,5\text{s}$  :

$$\rightarrow D = 2,5\eta = 2,5 \times 1,85 = \mathbf{4,625}$$

### 2.3.5. Calcul du poids total de la structure W :

Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque étage (i) :

$$W = \sum W_i = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Avec :

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuels ;

$W_{Qi}$  : poids du aux charges d'exploitations ;

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature de l'ouvrage donné par le tableau 4.5 du RPA 99 V2003.

#### Évaluation des actions permanentes :

éléments	type	Poids propre (kg/m)	Longueur de l'élément(m)	Nombre de l'élément	Poids total (kg)
Poteau	IPE550	106	10.46	14	15522.64
Traverse	IPE 550	106	14.7	14	1558.2
Potelet	IPE 300	42.2	11.08	4	1870.3
			11.69	4	1973.27
Lisses de barrage	IPE 140	12.9	29.25	14	5282.55
			40.8	14	7368.48
Panne	IPE 200	22.4	40.8	18	16450.56
couverture	Panneau sandwich	12	599.76	2	14394.24
			426.77	2	10242.48
			305.95	2	7342.8
Palée de stabilité	L70X70X6	6.38	142.26		907.62
Palée de contreventement	L70X70X6	6.38	199.92		1275.5
liernes	Φ10 (barre rond)	0.62	490.35		304.02
					<b><math>\Sigma W_{Gi} = 84492.66</math></b>

Tableau VI.1 : la charge permanente

#### Evaluation des actions d'exploitations :

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times S_{toiture} = (0.223 + 1.36) \times 1199.52 = \mathbf{1898.84kg}$$

Et  $\beta = 0.5$  (hangars; entrepôts)

$$\text{Poids total } W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 84492.66 + 0.5 \times 1898.84 = 85442.08Kg$$

**2.3.6. Force sismique suivant la direction X et Y:**

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 4.625 \times 1.1}{4} \times 854.42 = 163.01 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 4.625 \times 1.1}{4} \times 854.42 = 163.01 \text{ KN}$$

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

$$V = 135.95 \text{ daN/m}^2$$

$$V = V_x S_{\text{toiture}} = 135.95 \times 1199.52 = 163074.74 \text{ daN} = \mathbf{1630.74 \text{ KN}}$$

$$V > V_x$$

$$V > V_y$$

**3. Conclusion :**

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

### 1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

### 2. Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des 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 ( $\mu$ ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant

#### ➤ **Avantages des boulons HR :**

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

### 2.1. Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

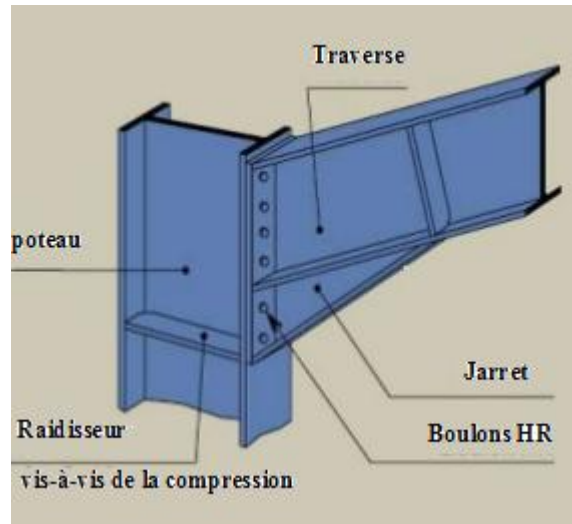


Fig. VII.1 : Assemblage poteau-traverse

#### A. La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  (Surface nettoyée par broyage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

#### B. Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

La combinaison la plus défavorable ELU (1.35G+1.5N+P).

$$M_{sd} = 325.96 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 85.24 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 30.36 \text{ KN}$$

#### C. Les composants de l'assemblage :

- Poteau en IPE 550.
- Poutre IPE 550.
- Jarret IPE 550.
- Platine 1140 x 310 x 20

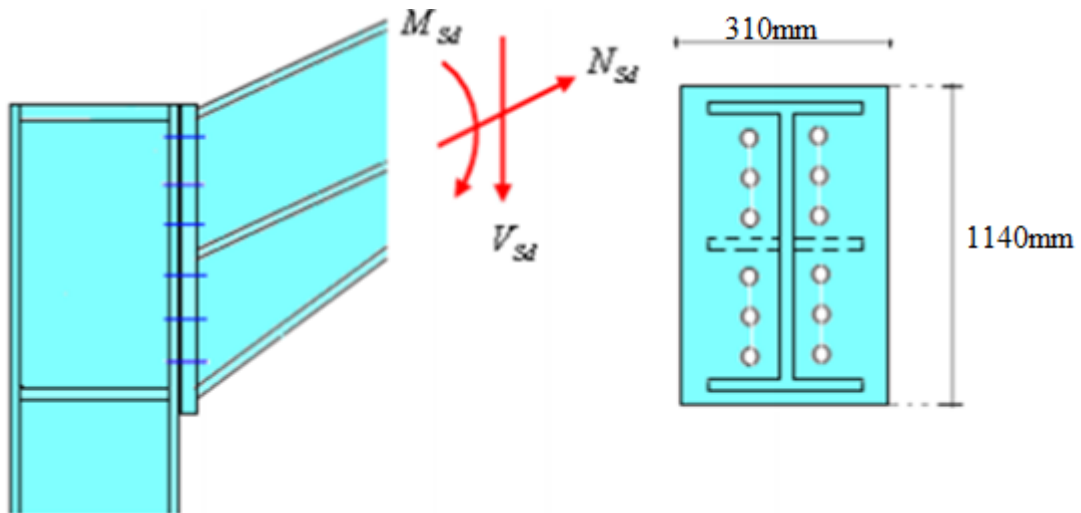


Fig. VII.2 : Détails d'assemblage

**D. Calcul de la hauteur de la partie comprimée :**

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 17.2 \sqrt{\frac{210}{11.1}} = 74.81 \text{ mm}$$

$$d_1 = 855\text{mm}; d_2 = 695\text{mm}; d_3 = 535\text{mm};$$

$$d_4 = 375\text{mm}; d_5 = 215\text{mm}$$

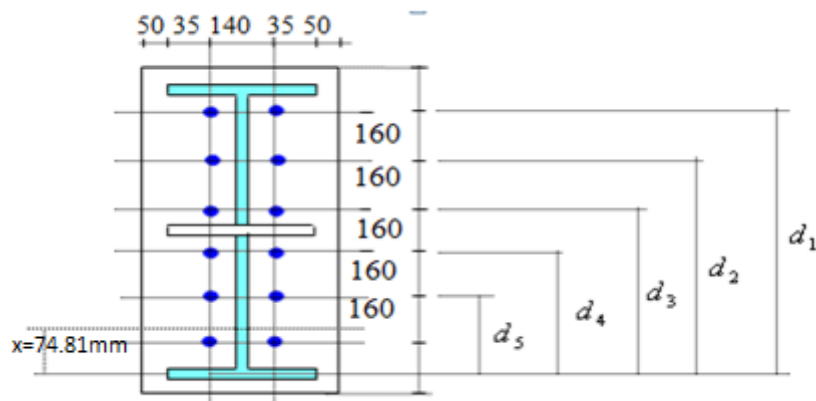


Fig VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

**2.1.1. Calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left( d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

- $N_1$  : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- $d_1$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

**a- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :**

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

**b- Le moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

- $n$  : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$\sum d_i^2 = (855^2 + 695^2 + 535^2 + 375^2 + 215^2) = 1687125 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1687125}{855} \times 10^{-3} = 676.82 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{y.sd} = 325.96 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 676.82 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

**2.1.2. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{85.24}{12} = 7,1 \text{ kN}$$

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

Avec :

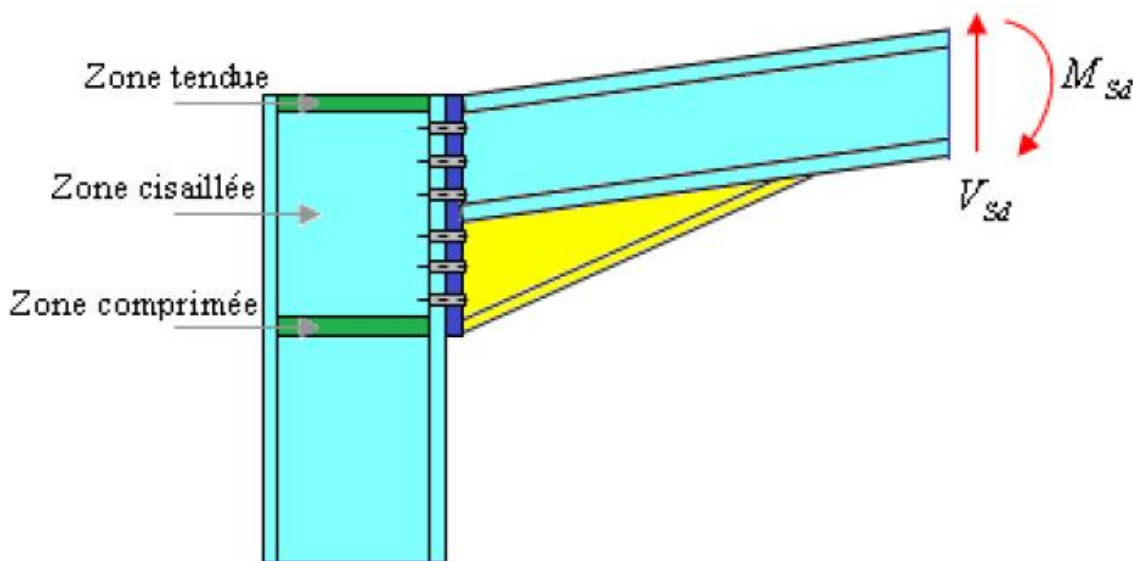
- $k_s=1$  : Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).
- $m=1$  : Plan de frottement.

- $v = 0,3$  : Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).
- $F_p = 171,5 \text{ kN}$ : Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)
- $\gamma_{M_2} = 1,25$  : Coefficient sécuritaire.

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 7,1 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 41,16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**2.1.3. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**



**Fig. VII.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tendue.**

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

- $F_{t.Rd}$  : Résistance de l'âme du poteau a la traction.
- $t_{wc} = 11.1 \text{ mm}$  : Epaisseur de l'âme du poteau.
- $b_{eff}(p) = 160 \text{ mm}$ : Entraxe rangées de boulons.
- $M_{sd} = 325.96 \text{ kN.m}$

➤  $h = 1100\text{mm}(550 \times 2)$

➤  $t_f = 34.4\text{mm}(17.2 \times 2)$

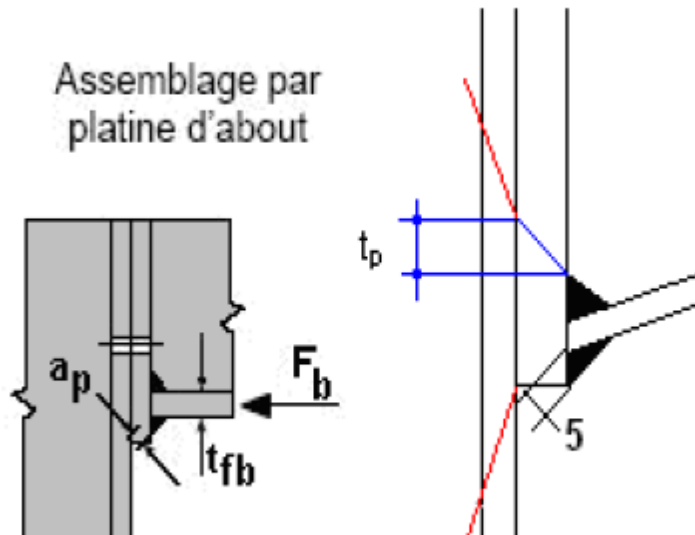
$$F_{t.Rd} = 1.11 \times 16 \times \frac{23.5}{1.1} = 379.42\text{kN}$$

$$F_v = \frac{325.96}{1.1 - 0.0344} = 305.9\text{kN}$$

$$F_v = 305.9\text{kN} \leq F_{t.Rd} = 379.42\text{kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

⇒ pas la peine de mettre un raidisseur.

**2.1.4. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée:**



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

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq F_{c.Rd}$$

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M_1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} : \begin{cases} \text{si } \sigma_{c.sd} \leq 0.7 f_y \Rightarrow k_c = 1 \\ \text{sinon } k_c = \frac{1.7 - \sigma_{c.sd}}{f_y} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} : \begin{cases} \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1 \\ \text{sinon } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} \end{cases}$$

Avec :

- $\sigma_{c.sd}$  : Contrainte normal de compression dans l'âme du poteau du a l'effort de compression et au moment fléchissant.
- $\bar{\lambda}_p$  : Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.
- $t_p = 20mm$  : Epaisseur de la platine d'extrémité.
- $t_{fb} = 17.2 mm$ : Epaisseur de la semelle de la poutre.
- $t_{fc} = 17.2 mm$ : Epaisseur de la semelle du poteau.
- $r_c = 24 mm$ : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.
- $a_p = 0,5 mm$ : Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.
- $h = 550 mm$ : Hauteur de la section du profilé.
- $t_{wc} = 11.1mm$  : Epaisseur de l'âme du poteau.
- $d_{wc} = 467.6 mm$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{85.24}{134} + \frac{325.96 \times 24 \times 10^2}{67120} = 12.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 12.29 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,7 f_y = 16,45 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow k_c = \frac{1,7 - 16,76}{23,5}$$

$$k_c = -0,64$$

$$b_{eff} = [17.2] + [2 \times 0,5\sqrt{2}] + [5(17.2 + 24)] + [2 \times 20] = 264.61 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{26.46 \times 46.76 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1.11^2}} = 0,988$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,988 \geq 0,72 \Rightarrow \rho = \frac{0,988 - 0,2}{0,988^2} = 0,81$$

$$F_{c.Rd} = \frac{-0,64 \times 0,81 \times 26.46 \times 1.11 \times 23,5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{26.46}{55}\right)^2\right)}} = -285.19 \text{ kN (Traction)}$$

$$F_v = 305.9 \text{ kN} > F_{c.Rd} = 285.19 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant ainsi on doit prévoir un raidisseur (épaisseur = 15mm) pour cette zone (voir la figure ci-dessous).

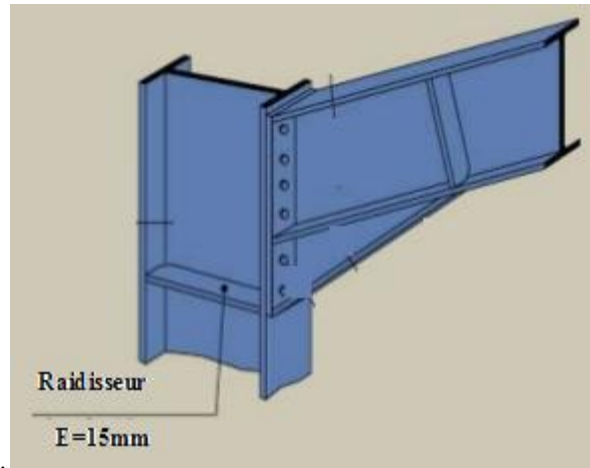


Fig. VII.6 : Raidisseur vis-à-vis de la compression

2.1.5. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée:

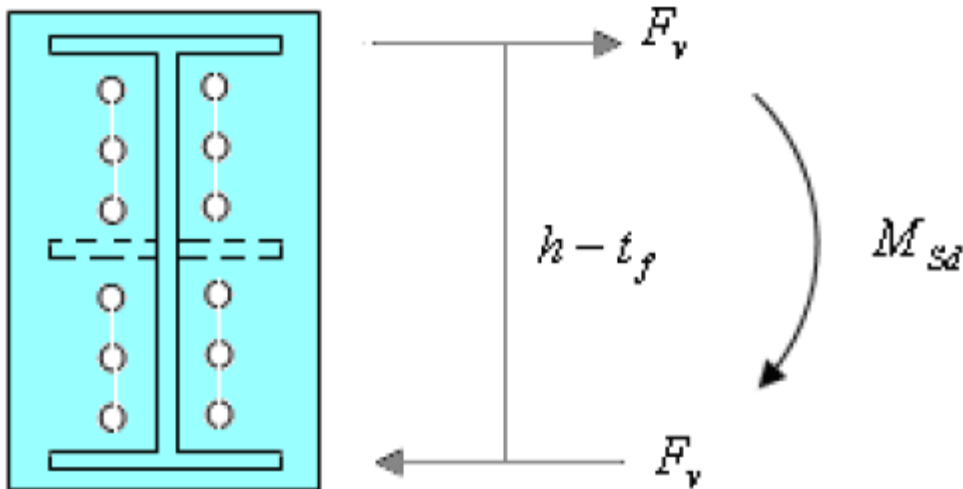


Fig. VII.7 : Résistance âme du poteau dans la zone cisailée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = \frac{0.58 f_y \cdot h \cdot t_w}{\gamma M_0} = \frac{0.58 \times 23.5 \times 55 \times 1.11}{1.1} = 756.46 \text{ KN}$$

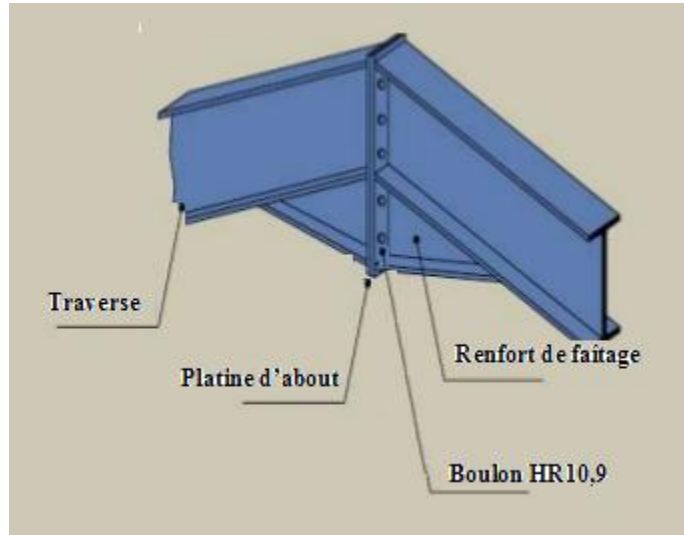
$$F_v = 305.9 \text{ KN} < V_{rd} = 756.46 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**2.1.6. Vérification de la résistance de l'âme raidie du poteau :**

Cette vérification n'est pas nécessaire car le raidisseur a une épaisseur égale à celle de la semelle de la traverse.

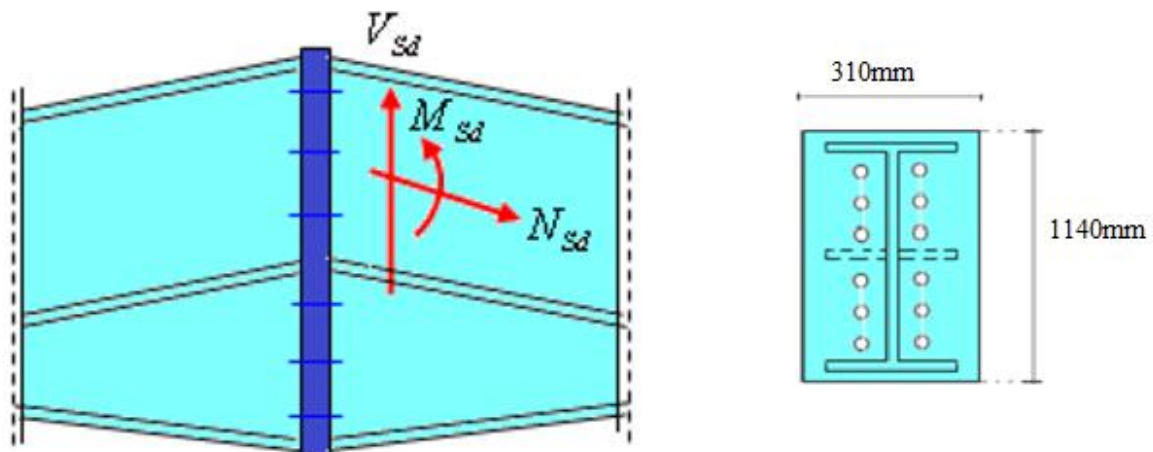
**2.2. Assemblage de faîtage:**

L'assemblage du faîtage est souvent conçu de même manière que l'assemblage au niveau du jarret (comme le montre la figure suivante 04-7.); dans notre vu que la portée de notre portique est importante ce dernier se fera sur chantier et non a l'usine.



**Fig VII.8 : Assemblage traverse-traverse.**

Soit un assemblage constitué de 12 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement  $\mu = 0,3$  Sachant que la traverse, le jarret ainsi que le traverse sont en IPE550, on va tacher de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :



**Fig VII.9 : Détails sur l'assemblage.**

- Platine 1140 x 310 x20
- Boulons : HR 10,9

Bilan des efforts :

Msd=254.86KN.m  
 Vsd=81.56KN  
 Nsd=39.36KN

**2.2.1. Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$Mrd = \frac{N1. \Sigma di^2}{d1} = \frac{n. Fp. \Sigma di^2}{d1}$$

$$Fp = 0.7fub. As = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5KN(\text{un boulon})$$

As=245mm<sup>2</sup> (boulons de 20mm)

$$\Sigma di^2 = (855^2 + 695^2 + 535^2 + 375^2 + 215^2) = 1687125 \text{ mm}^2$$

$$Mrd == \frac{2 \times 171.5 \times 1687125}{855} \times 10^{-3} = 676.86KN.m$$

**2.2.2. Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$Msd \leq Mrd$$

$$Msd = 254.86KN < Mrd = 676.86KN.m \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

**2.2.3. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$\frac{Vsd}{n} = \frac{81.56}{12} = 6.79KN$$

$$\frac{Vsd}{n} \leq Vrd$$

Avec :

- ks=1 : Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).
- m=1 : Plan de frottement.
- μ= 0,3 : Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).
- Fp = 171,5 KN: Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)
- γM<sub>2</sub>= 1,25 : Coefficient sécuritaire

$$Vrd = \frac{ks. m. \mu. Fp}{\gamma M2} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16KN$$

$$\frac{Vsd}{n} = 6.79KN \leq Vrd = 41.16KN \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

3. Calcul des bases des poteaux :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau (comme le montre la figure suivante 04-9.). Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

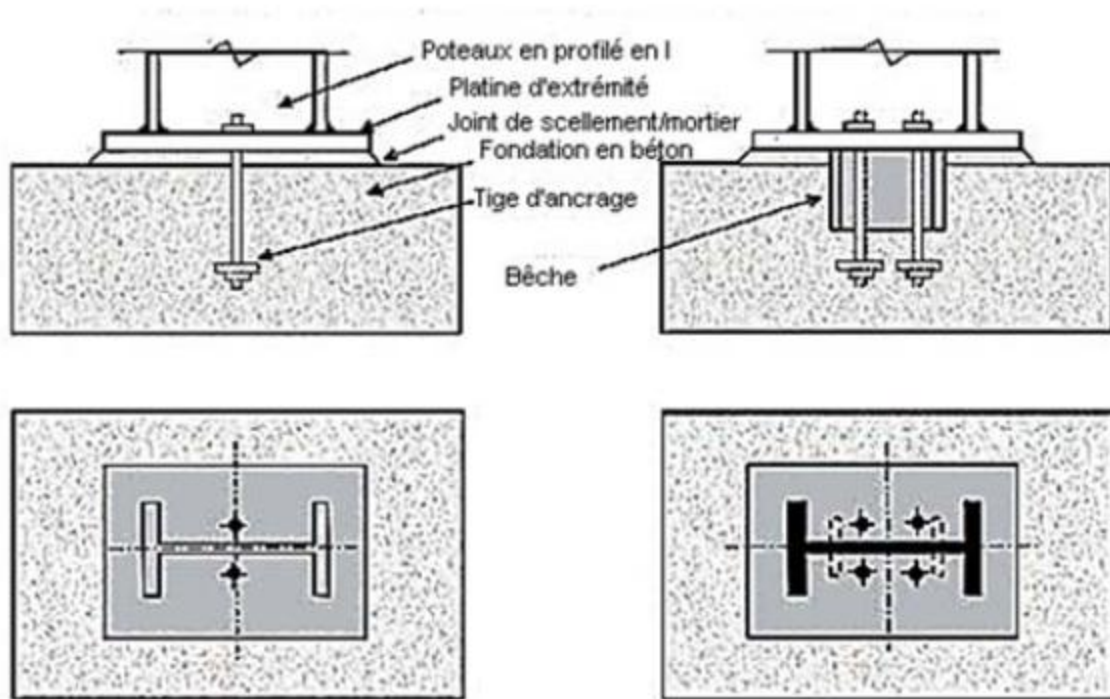


Fig VII.10 : Base de poteau.

L'assemblage de base du poteau est conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations (comme le montre la figure suivante 04-10.); il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré ((comme le montre la figure suivante 04-11.), si le sol présente des caractéristiques fiables.

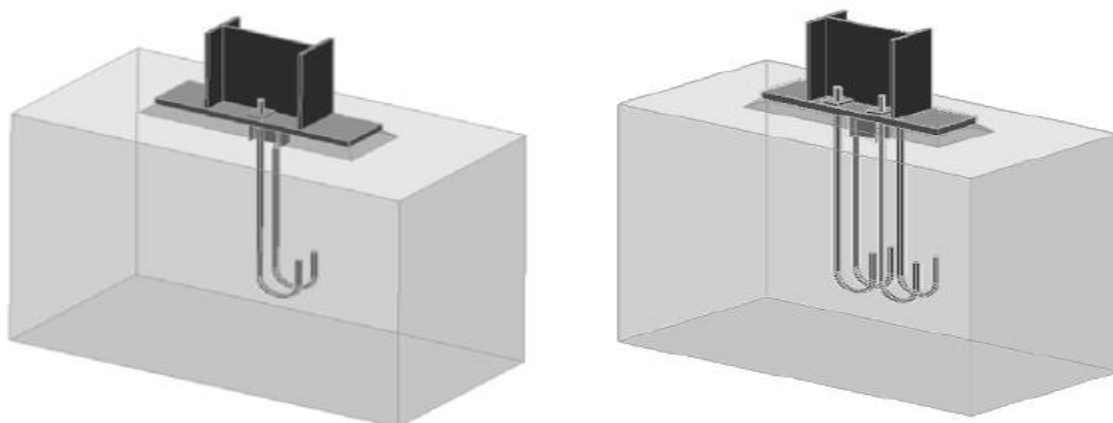


Fig VII.11 : Pieds de poteau articulés.

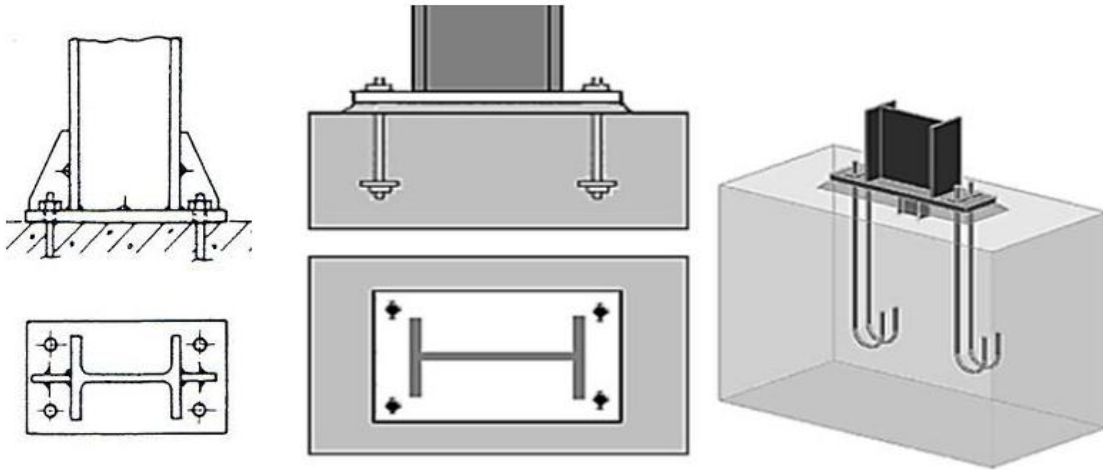


Fig VII.12 : Pieds de poteau encastrés.

Sachant le poteau est en IPE500, on va tacher de dimensionner la plaque d'assise (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- Charge axiale de compression :  $N_{sd} = 85.24KN$
- Effort tranchant correspondant :  $V_{z.sd} = 30.58kN$
- Effort de soulèvement :  $N_{sd}=67.05KN$
- Effort tranchant correspondant :  $V_z .sd=30.55KN$

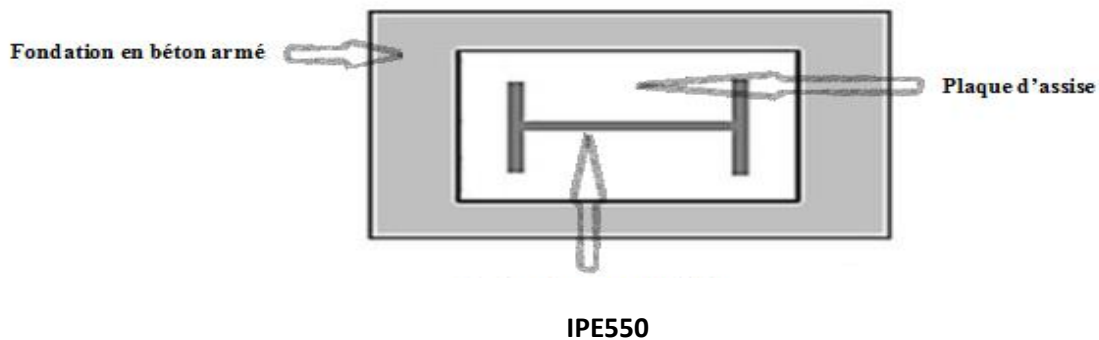


Fig VII.13 : Détails sur l'assemblage

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 :  $f_y=235N/mm^2$
- Fondation en béton de classe :C25/30. $f_{ck}=25N/mm^2$ .
- Coefficients de sécurité :     acier :  $\gamma_{M0} = 1.1$  .  $\gamma_{M2} = 1.25$  .  
                                  Béton :  $\gamma_c = 1.5$

### 3.1. Résistance du béton a la compression:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 25}{1.5} = 16.7N/mm^2$$

**3.2. Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement:**

- La valeur du coefficient du matériau de scellement est :  $\beta_j = 2/3$
- Du moment que les dimensions de la fondation sont inconnues, on admettra que :

$$\left(\frac{Ac_1}{Ac_0}\right)^{0.5} = \alpha = 1.5$$

Ainsi la résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement sera :

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 1.5 \times \frac{2}{3} \times 16.7 = 16.7 \text{ N/mm}^2 = f_{cd}$$

**3.3. Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

On admettra que l'aire de la plaque sera :

$$Ac_0 = \frac{1}{hc \cdot b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right)^2 = \frac{1}{550 \times 210} \left(\frac{85240}{16.7}\right)^2 = 105.3 \text{ mm}^2$$

$$Ac_0 = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{85240}{16.7} = 5104.2 \text{ mm}^2 \quad , \quad Ac_0 = 5104.2 \text{ mm}^2$$

**3.4. Choix du type de la plaque d'assise :**

On a :

$$Ac_0 = 5104.2 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 550 \times 210 = 109725 \text{ mm}^2$$

Ce qui implique qu'une plaque a projection courte sera satisfaisant ; ces dimensions seront prises comme suit :

$$b_p > b_{fc} + 2t_{fc} = 210 + 2 \times 17.2 = 244.4 \text{ mm}$$

$$h_p > h_c + 2t_{fc} = 550 + 2 \times 17.2 = 584.4 \text{ mm}$$

$$b_p = 250 \text{ mm}$$

$$h_p = 600 \text{ mm}$$

Ce qui donne :

$$Ac_0 = b_p \times h_p = 250 \times 600 = 150000 \text{ mm}^2 > Ac_0 = 109725 \text{ mm}^2$$

**3.4.1. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :**

- **Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c':**

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Avec :

- $A = +2$
- $B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(190 - 9,4 + 450) = -630,6mm$
- $C = \frac{0,5 N_{sd}}{f_{jd}} - [(2b_{fc} \cdot t_{fc}) + (4t_{fc}^2) + (0,5h_c \cdot t_{wc}) - (t_{fc} \cdot t_{wc})] =$   
 $\frac{(0,5 \times 85240)}{16,7} - [(2 \times 210 \times 17,2) + (4 \times 17,2^2) + (0,5 \times 550 \times 11,1) -$   
 $17,2 \times 11,1] = -8716,8mm^2$

$$c = \frac{748,9 - \sqrt{(748,9)^2 - (4 \times 2 \times -8716,8)}}{2 \times 2} = -11,29mm$$

La valeur de la largeur additionnelle 'c' car l'effort de compression  $N_{sd}$  est faible ce qui nous amène à recalculer cette valeur de la manière suivante :

- **Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c' :**

On pose  $t = 20mm$

- $t = 20 mm$  : Epaisseur de la Plaque d'assise.
- $\beta_c = 15mm$ : Débord de la plaque d'assise pour un assemblage articulé.

$$c = t \left( \frac{f_y}{3 f_{jd} \cdot \gamma_{M_0}} \right)^{0,5} = 20 \left( \frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 41,3mm$$

$$\frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = \frac{(550 - 2 \times 17,2)}{2} = 257,8 mm$$

$$c < \frac{(h_c - 2t_{fc})}{2}$$

*il n'ya pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles*

*$C < \beta_c \dots \dots$  Plaque a projection courte.*

- **Calcul de la section efficace  $A_{eff}$  :**

La plaque d'assise est à projection courte :

$$A_{eff} = [2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc})] + [(h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$A_{eff} = [2(210 + 2 \times 15)(41,3 + 15 + 17,2)] +$$

$$[(550 - 2 \times 41,3 - 2 \times 17,2)(2 \times 41,3 + 11,1)] = 39796,34mm^2$$

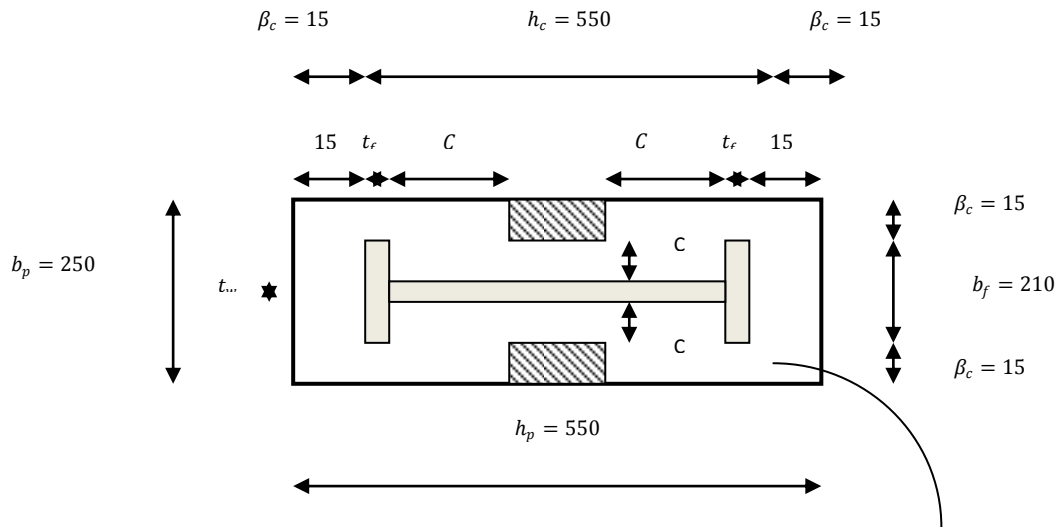


Fig. VII.14 : Dimensions de la plaque d'assise.

Section efficace :  $A_{eff}$

• **Calcul de la résistance a l'effort axial  $N_{sd}$ :**

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$$

Avec :

- $A_{eff} = 39796.34 \text{ mm}^2$  : Section efficace.
- $f_{jd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$  : Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 39796.34 \times 16,67 \times 10^{-3} = 663.4 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 85.24 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 85.24 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 663.4 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**3.4.2. Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :**

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

• **Calcul du moment résistant  $M_{Rd}$ :**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \gamma_{M_0}} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1,1} \times 10^{-3} = 14.24 \text{ N.m (Annexe 'L' Eurocode 03)}$$

- Calcul du moment de flexion  $M_{sd}$ :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{41.3^2}{2}\right) \times 85.24}{39796.34} = 0.91 N.m$$

$$M_{sd} = 0,91 N.m \leq M_{Rd} = 14.24 N.m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**3.4.3. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d’assise :**

L’inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = C_{fd} \cdot N_{sd}$$

Avec :

- $N_{sd} = 85.24 kN$  : Effort de calcul de compression du poteau.
- $C_{fd} = 0,2$  : Coefficient de frottement entre plaque d’assise et couche scellement (spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = 0,2 \times 85.24 = 17.04 kN$$

$$V_{z.sd} = 30.58 kN$$

$$V_{sd} = 30.58 kN > F_{v.Rd} = 17.04 kN \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d’assise n’est pas vérifiée, ce sont les tiges d’ancrages qui vont reprendre l’effort de cisaillement.

**3.5. Tiges d’ancrages :**

Les tiges d’ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte a supporter convenablement l’effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moment de flexion.

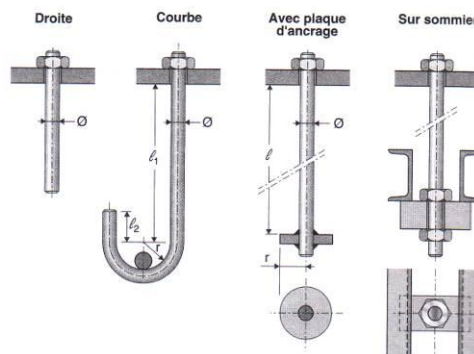


Fig VII.15 : Types de tiges d’ancrage.

Soit deux tiges d’ancrage M20 de classe 4,6 (de forme courbe)

- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2 \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$

### 3.5.1. Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \cdot F_{vb.Rd}$$

$$F_{f.Rd} = 0,2N_{sd} = 0,2 \times 85,24 = 17,04 \text{ kN}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,368 \times 400 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 28,85 \text{ kN}$$

Avec :

- $F_{f.Rd} = 6,12 \text{ kN}$  : Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression dans le poteau.
- $\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,44 - (0,0003 \times 240) = 0,368$
- $n_b = 2$  : Nombre de tiges situées dans l'assemblage.

$$F_{v.Rd} = 17,04 + (2 \times 28,85) = 74,74 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 30,58 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 30,58 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 74,74 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

### 3.5.2. Dimensionnement des bèches de cisaillement :

Pour plus de sécurité on prévoit des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages en cas de force majeure générant un grand effort de cisaillement comme le séisme par exemple.

- Hauteur de la bêche :  $h_{\text{bêche}} \leq 0,4h_c \Rightarrow h_{\text{bêche}} \leq 220 \text{ mm}$
- Profondeur efficace :  $60 \text{ mm} \leq l_{\text{eff}} \leq 1,5 h_{\text{bêche}} \Rightarrow 60 \text{ mm} \leq l_{\text{eff}} \leq 330 \text{ mm}$
- Élancement maximal des ailes :  $\frac{b_{\text{bêche}}}{t_{\text{bêche}}} \leq 20$

On part sur un IPE 100 rempli les conditions

- Profondeur totale :  $d_0 = 10 \text{ mm}$
- Longueur efficace :  $l_{\text{eff}} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$
- Élancement maximal des ailes :  $\frac{55}{5,7} = 9,65 \leq 20$

$\Rightarrow$  Une bêche en IPE100 sera retenue

**3.5.3. Résistance des tiges d’ancrage a l’effort de soulèvement :**

Dans le cas ou l’effort au pied du poteau est un effort de soulèvement, les tiges d’ancrage doivent transmettre ce dernier ainsi que l’effort tranchant commettant aux fondations.

**3.5.4. Résistance des tiges d’ancrage :**

L’inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{V_{sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 246}{1,25} = 70,6 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{t.Rd}} = \frac{30,58}{74,74} + \frac{85,24}{70,6} = 0,81 \leq 1 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

**3.5.5. Vérification de la tige d’ancrage a l’adhérence :**

Pour un boulon d’ancrage :

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc.Rd}$$

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd}$$

Avec :

- $F_{anc.Rd}$  : Résistance d’ancrage en traction.

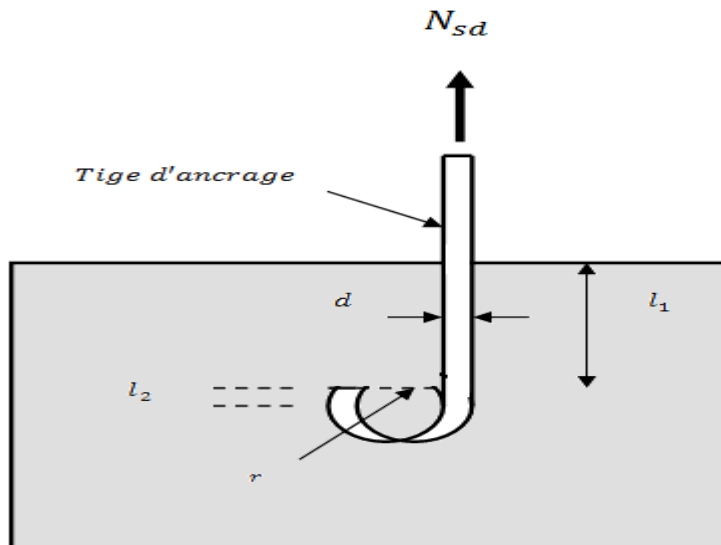


Fig. VII.16 : Tige d’ancrage.

- $r = 3 \times 20 = 60mm$
- $l_1 = 20 \times 20 = 400mm$
- $l_2 = 2 \times 20 = 40mm$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 400 + (6,4 \times 60) + (3,5 \times 40) = 924mm$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM [1]

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

- $f_{ub}$  : Résistance ultime du boulon d'ancrage.
- $f_{bd}$  : Contrainte d'adhérence de calcul.
- $d$  : Diamètre du boulon d'ancrage.
- Fondation en béton de classe C25:  $f_{ck} = 25 N/mm^2$
- Béton :  $\gamma_c = 1,5$ .

• **Calcul de la contrainte d'adhérence  $f_{bd}$ :**

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 N/mm^2$$

• **La longueur totale de la tige requise :**

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0,144 \times 20 \times \frac{400}{1,2} = 960 mm$$

• **Calcul de la résistance d'ancrage en traction  $F_{anc.Rd}$ :**

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1,2 = 72,4 kN$$

$$\frac{Nsd}{4} = \frac{85,24}{4} = 21,31KN < F_{anc.rd} = 72,4KN \dots \dots \dots OK$$

*Pas d'effort de soulèvement ... .. vérifiée*

**Conclusion :**

Bien que normalement le pied soit de type articulé, on va prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons sécuritaire car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

## 1. Introduction :

La fondation d'une construction sont constitué par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elle transmettant 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 transmettant les charges au sol soient directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autre organe (cas des semelles sur pieux par exemple).

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

## 2. 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 =0.2MPa)

### 2.1. Étude des semelles :

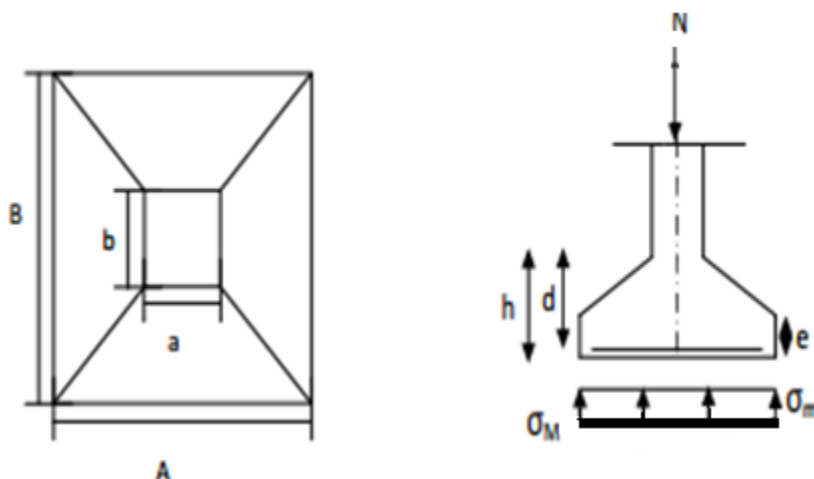


Fig VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

	Effort	ELU	ELS
Semelle	$N_{sd}$ (daN)	6704	6056
$\overline{\sigma}_{sol}$	2 bar = 0.2 Mpa = 20000 daN/m <sup>2</sup>		

Fig. VIII.2 tableau de l'effort normal.

- **Sous l'effort vers le bas :**
  - a. **Dimensionnement de la semelle :**
    - i. **Détermination de A et B :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

On a :  $b=600\text{mm}$  et  $a=250\text{mm}$

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{Ax B} \rightarrow Ax B \geq \frac{Ns d}{\sigma_{sol}}$$

$$\rightarrow B^2 \times \frac{a}{b} = \frac{Ns}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{250}{600} \times B^2 = \frac{8524}{20000}$$

$$0.41 \times B^2 = 0.43 \rightarrow B = \sqrt{\frac{0.43}{0.41}} = 1.02\text{m}$$

$$\rightarrow A = 1.02 \times \frac{0.25}{0.6} = 0.42\text{m}$$

Donc on prend une semelle de démenions (1.0 x 0.60) m<sup>2</sup>.

- b. **Détermination de d et h :**  $h = d + 5\text{cm}$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{1.02 - 0.6}{4} \leq 0.42 - 0.25$$

$$0.11 \leq d \leq 0.17 \rightarrow 11\text{cm} \leq d \leq 17\text{cm}$$

Donc :  $d=30\text{cm} \rightarrow h=30 + 5 = 35\text{cm}$

- c. **calcul de ferrailage :**

1. **A l'ELU :**

$$Au = \frac{Nux(A - a)}{8xdx\sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 374.83\text{MPa}$

$$Au = \frac{85.24(0.6 - 0.25) \times 10^{-3}}{8 \times 0.3 \times 374.83 \times 10^{-2}} = 0.36\text{cm}^2$$

**2. A L'ELS:**

$$A_s = \frac{N_s(A - a)}{8x dx \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \cdot f_c 28}) = 210.63 \text{ MPa}$

$N_s = 60.56 \text{ KN}$

$$A_s = \frac{60.56 \times 10^{-3} (0.6 - 0.25)}{8 \times 0.3 \times 210.63 \times 10^{-2}} = 0.42$$

Nous avons  $A_s > A_u$  donc on prend un ferrailage de 6T12

**- Détermination de la hauteur du patin 'e :**

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$\rightarrow e \geq \max(13.2\text{cm}; 15\text{cm})$  donc on prend  $e = 15\text{cm}$

**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 ferrailage**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left\{\frac{N}{a} \mid 20\text{KN}\right\}$$

Avec :

$N$  : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3.

- ELU :

$$\frac{N_u}{a} = \frac{85.24}{12} = 7.1\text{KN}$$

- ELS :

$$\frac{N_s}{a} = \frac{60.56}{12} = 5.05\text{KN}$$

$F = \max\{7.1\text{KN}; 5.05\text{KN}; 20\text{KN}\} = 20\text{KN}$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57\text{cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{210.63} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$$

**Donc** : on prend  $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

**c. Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0.23b * d * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 \\ 0.23 b * d * f_{c28} / f_e = 0.23 \times 25 \times 30 \times 25 / 400 = 10.78 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

→ Condition Vérifiée

**d. Calcul d'armatures transversales :**

$\varphi_t \leq \min( h / 35 ; \varphi_{min} ; b / 10 ) = \min( 8.5 ; 10 ; 25 ) = 8.5$  ;  $35 \varphi_t \leq \min( \Rightarrow t \leq h / \varphi )$  Alors on prend :  $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

**e. Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varphi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varphi_t) \Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} , 12 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$

# Conclusion générale :

---

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'appliquer et d'approfondir toutes 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).

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes (ELU) en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, de neige, de vent et de séisme.

Au cours de cette étude nous sommes parvenues à un certain nombre de conclusion dont voici les plus importantes :

- ✓ Dans les structures métalliques, les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, on ne doit pas négliger l'étude sismique.
- ✓ Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés, permettant de garantir la sécurité de l'ouvrage au cours de sa durée de vie.
- ✓ La vérification des ossatures aux instabilités est une étape nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- ✓ La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métallique.
- ✓ La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure ;
- ✓ Vu sa bonne rigidité et son poids réduit, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

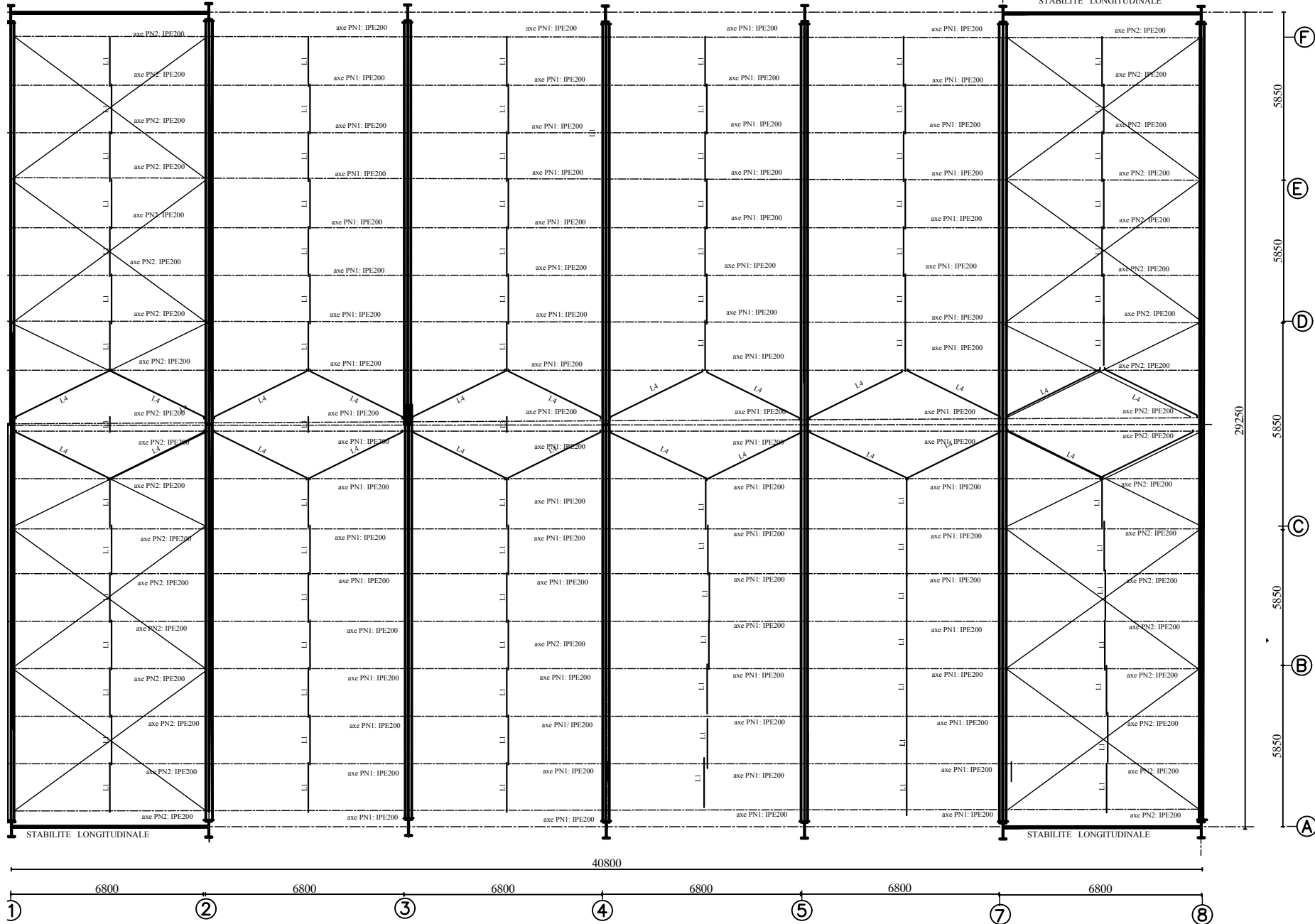
Ce qui reste à dire à la fin de ce mémoire c'est que, ce travail constitue une première expérience dans ce vaste domaine de construction métallique, il nous a acquis des grandes connaissances pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle autant que jeunes ingénieur.

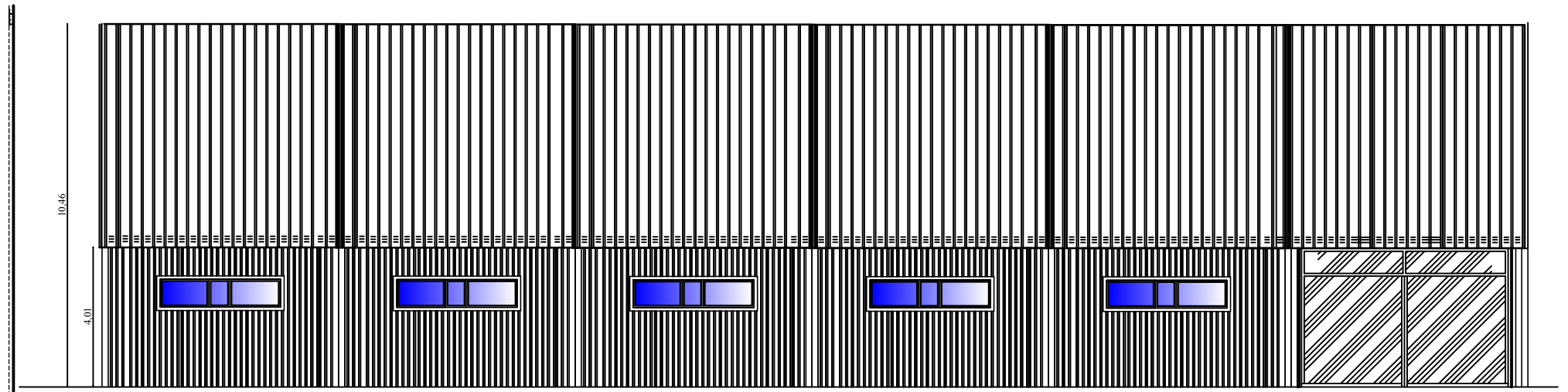
## Bibliographie

- Règlement neige et vent version 2013
- Calcul des Éléments de construction Métallique de Mr Lahlou DAHMANI  
(professeur au département de génie civil à l'université de Mouloud Mammeri).  
Selon l'Eurocode 3.
- Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
  - Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2  
(Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003)

STABILITE LONGITUDINALE

STABILITE LONGITUDINALE



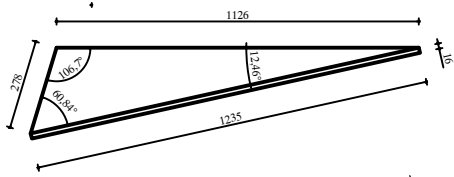


FaÁade Principale

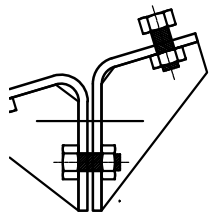
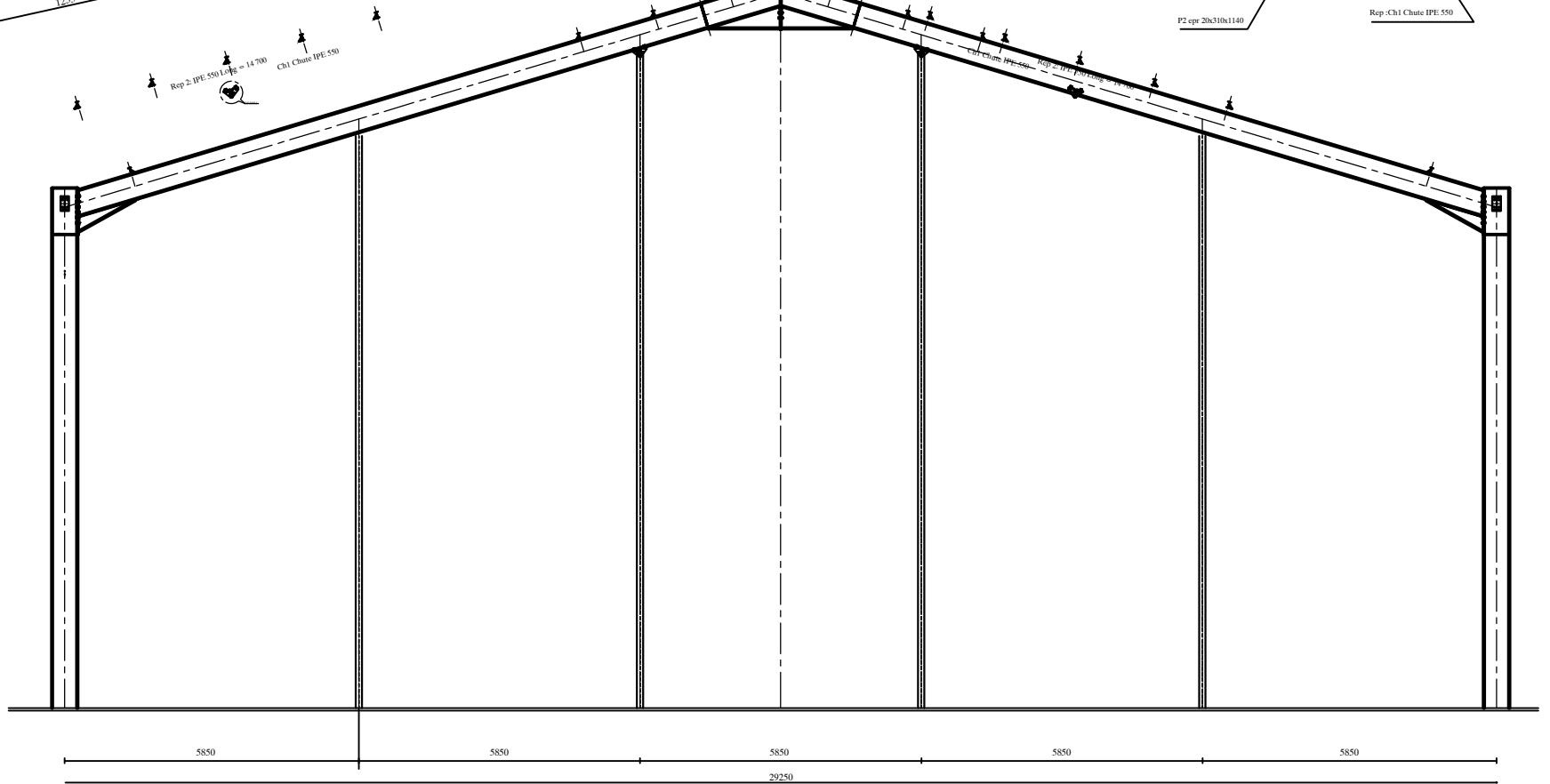
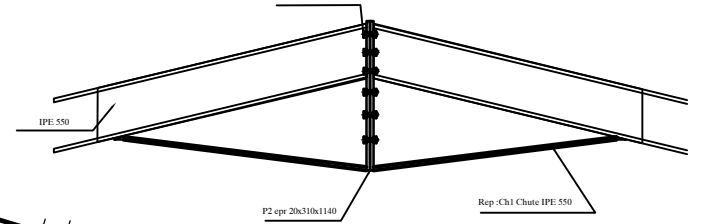
1  
5

Pignon

Rep : IPE 550

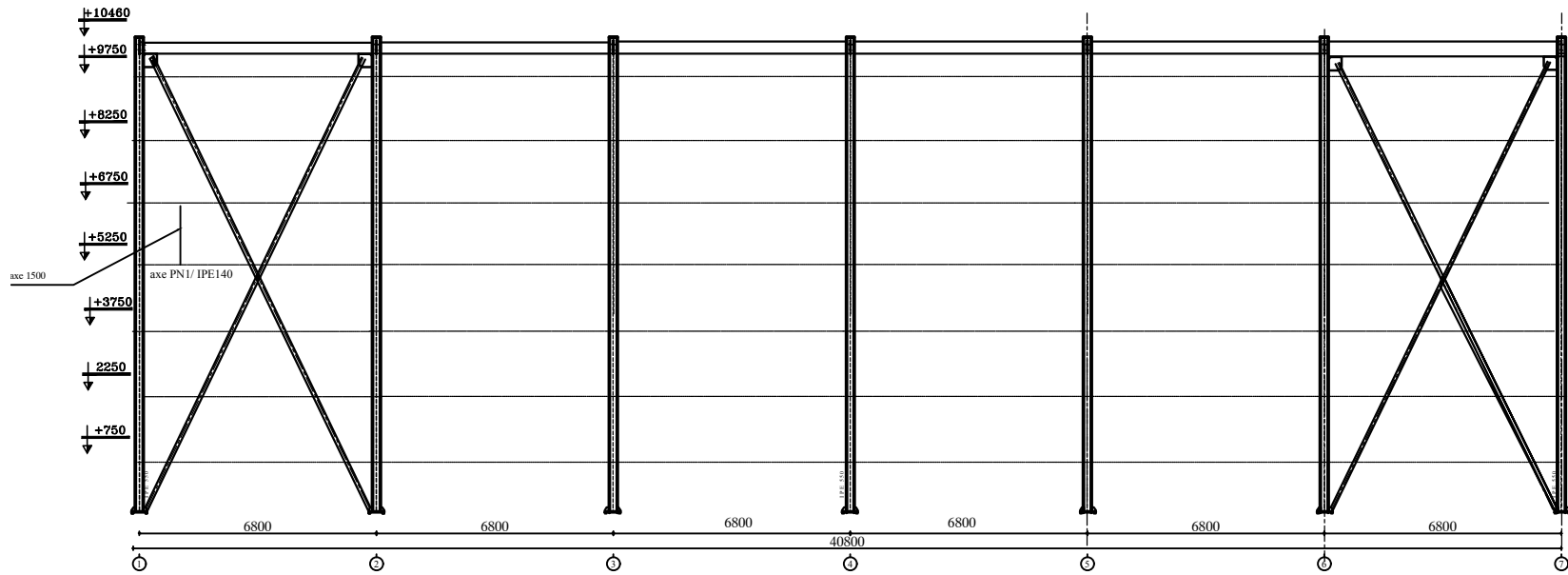


PORTIQUE IPE 550

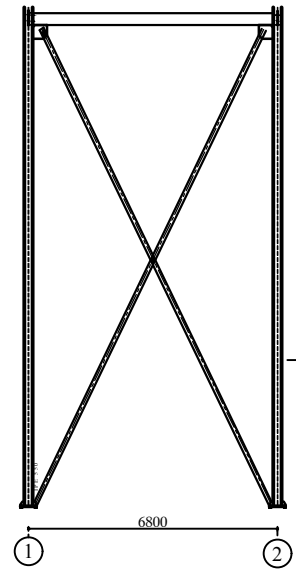


detail -1-

Evaluation du portique



Long pan



Pignon