

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'Enseignement supérieur  
et de la Recherche Scientifique*

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia  
Faculté de Technologie



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

Département de GENIE CIVIL

# Mémoire de fin d'étude

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

Option : Construction métallique

## THEME

ETUDE D'UN BATIMENT INDUSTRIEL EN  
CONSTRUCTION METHALLIQUE

Encadré par :

➤ Mr : SERIKMA.M

Présenté par:

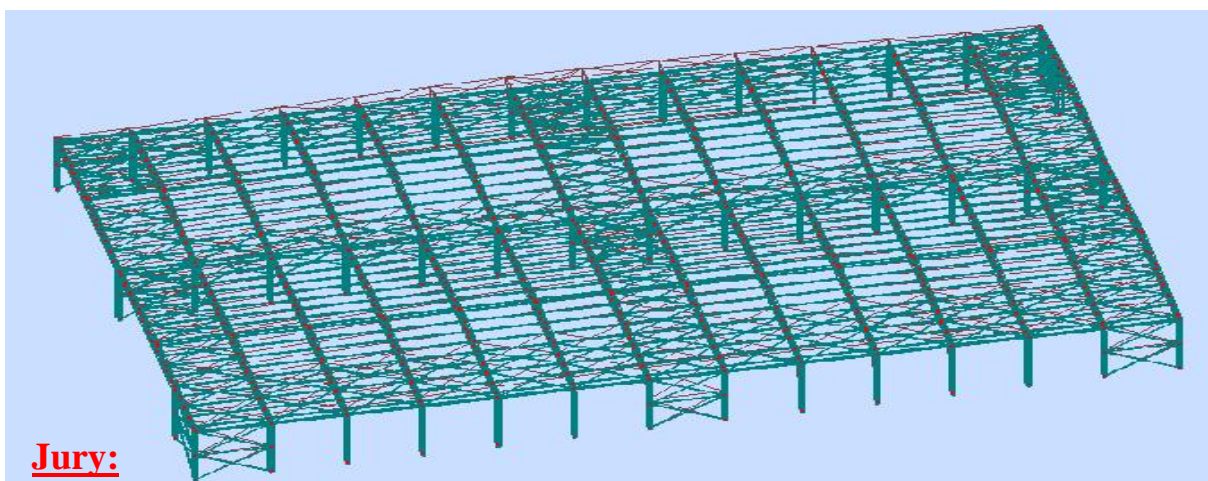
➤ Mr : BRAHML.L

➤ Mr : TAOUINT.M

Jury:

➤ Mr: BECHEUR.A/H

➤ Mr: HAZZAM.M



Promotion: 2013/2014

## Remerciements

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

*Nous exprimons nos sincères remerciements :*

*À nos parents pour leur contribution pour chaque travail  
Que nous avons effectué.*

*Nos remerciements vont particulièrement à notre*

*Promoteur M<sup>r</sup> SERIKMA pour son aide, sa contribution à  
L'accomplissement de ce travail.*

*Un grand merci à toute l'équipe de B.E.T Djermouli*

*Pour nous avoir accueilli*

*Aux membres du jury, pour avoir accepté de juger*

*Notre travail*

*Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin*

*À la réalisation de ce travail.*





## Dédicace



*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, pour leur sacrifices durant tout ces années d'études.*

*A ma grande mère*

*A ma femme*

*A mes frères et sœurs*

*A mon collègue LOUNIS.*

*A tout mes collègues de travail B.E.T SAIMI*

*A tout mes collègues d'études (C.M).*

*A tout mes amis proche ou loin , surtout :*

*Mes amis Sofiane , Madani, Younes... , et toute l'équipe de cité  
Universitaire 17 OCT 1961.*

*A tous ceux qui me sont chers, et qu'ils trouvent  
Leur place dans mon cœur.*

**M. TAOUINT**





## Dédicace



*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, pour leur sacrifices durant tout ces années d'études.*

*A ma grande mère*

*A mes frères et sœurs*

*A mon collègue MAKHLOUF.*

*A tout mes collègues de travail B.E.T SAIMI*

*A tout mes collègues d'études (C.M).*

*A ma future Femme .*

*A tout mes amis proche ou loin , surtout :*

*Mes amis*

*Hassan.Nabyl.Karim.Abdelhak.Ghilas.mehyo.HakimAdel... ,et t*

*A tous ceux qui me sont chers, et qu'ils trouvent*

*Leur place dans mon cœur.*



**L.BRAHMI**





# SOMMAIRE

<u>Introduction Générale</u> .....	1
<b>❖ <u>Chapitre I :</u></b>	
<u>I.1 Matériaux utilisés</u> .....	2
<u>I.2 L'acier</u> .....	2
<u>I.2.1 Propriétés des profilés laminés</u> .....	2
<u>I.2.2 Propriétés des armatures de construction</u> .....	3
<u>I.3 La couverture</u> .....	5
<u>I.4 Le Béton</u> .....	6
<u>I.4.1 Composition du béton</u> .....	6
<u>I.4.2 Déformation longitudinales du béton (BAEL 91)</u> .....	7
<b>❖ <u>Chapitre II :</u></b>	
<u>II.5 Règlements utilisés</u> .....	7
<u>II.1 Introduction</u> .....	9
<u>II.2 Etude du sol</u> .....	9
<u>II.3 Situation</u> .....	9
<u>II.4 Caractéristiques</u> .....	9
<u>II.4.1 Architecturales</u> .....	9
<u>II.4.2 Géométriques :</u> .....	9
<u>II.5 Ossature et stabilité de la structure</u> .....	11
<u>II.6 La toiture</u> .....	11
<b>❖ <u>Chapitre III :</u></b>	
<u>I. Introduction</u> .....	12
<u>II. Etude au Vent</u> .....	12
<u>II.1 Introduction</u> .....	12
<u>II.2 Principes de calcul</u> .....	12
<u>II.3 Présentation Générale</u> .....	12
<u>II.1.2 Détermination de la pression dynamique <math>q_{dyn}</math></u> .....	12
<u>II.1.3 Détermination de la pression statique due au vent</u> .....	15

# SOMMAIRE

<b><u>II.2 Force de frottement</u></b> .....	34
<b><u>II.2.1 Direction du vent (Vent pignon)</u></b> .....	34
<b><u>II.2.2 Direction du vent (Vent Lang-pan)</u></b> .....	35
<b><u>II.2.3 La force de frottement totale</u></b> .....	35
<b><u>II.3 Action de la neige</u></b> .....	35
<b><u>II.3.1 Calcul de la charge de neige sur le sol</u></b> .....	35
<b><u>II.3.2 Neige sur la toiture</u></b> .....	36
<b><u>II.3.3 Charge de la neige sur les obstacles</u></b> .....	37
<b>❖ <u>Chapitre IV:</u></b>	
<b><u>IV.1 Etude des pannes</u></b> .....	37
<b><u>IV.1.1 Définition</u></b> .....	37
<b><u>IV.1.2 Détermination des charges et surcharges</u></b> .....	37
<b><u>IV.1.3 Etude de la panne</u></b> .....	39
<b><u>IV.1.4 Calcul des liernes</u></b> .....	48
<b><u>IV.1.4 –Calcul de l'échantignolle</u></b> .....	50
<b><u>IV.2 Calcul des fermes</u></b> .....	54
<b><u>IV.2.1- Introduction</u></b> .....	54
<b><u>IV.2.2 Détermination des forces revenantes à la ferme</u></b> .....	55
<b><u>IV.2.3 Pré dimensionnement des éléments</u></b> .....	63
<b><u>IV.2.4 Vérification des éléments comprimés au flambement</u></b> .....	64
<b>❖ <u>Chapitre V:</u></b>	
<b><u>V.1- Introduction</u></b> .....	72
<b><u>V.2 Calcul des contreventements de toiture(Poutre au vent)</u></b> .....	72
<b><u>V.1.1 Force horizontales dues au vent (un seul versant =7.012)</u></b> .....	72
<b><u>V.1.2 Détermination des sollicitations dans chaque élément de la poutre au vent</u></b> .....	73
<b><u>V.1.3 Vérification des éléments</u></b> .....	73
<b><u>V.1.4 Vérification des pannes (montants de la toiture au vent)</u></b> .....	74
<b><u>V.1.5 Vérification de la panne intermédiaire</u></b> .....	74

# SOMMAIRE

<u>V.1.6 Vérification de la panne intermédiaire au déversement</u> .....	75
<u>V.1.7 Vérification de la panne sablière</u> .....	78
<u>V.1.8. Vérification de la panne sablière à la flexion déviée</u> .....	79
<u>V.1.9. Les membrures inférieures et supérieures</u> .....	79
<u>V.3. Contreventements verticaux</u> .....	80

## ❖ Chapitre VI:

<u>VI.1 -Introduction</u> .....	81
<u>a. Objectif de L'étude Dynamique</u> .....	81
<u>b. Modélisation</u> .....	81
<u>VI.2 Concept de base de la M.E.F</u> .....	81
<u>VI.3-Analyse de la Structure</u> .....	82
<u>VI.3.1-Type d'Analyse</u> .....	82
<u>VI.4 Méthodes de calcul</u> .....	82
<u>VI.4.1-La méthode statique équivalente</u> .....	82
<u>VI.4.2- Principe de la méthode dynamique spectrale</u> .....	86
<u>VI.5. Analyse des résultats</u> .....	90
<u>VI.5.1- Les combinaisons de calcul</u> .....	90
<u>VI.5.2- Vérification de la résultante des forces sismiques</u> .....	91
<u>VI.5.3.Vérification des déplacements</u> .....	91
<u>VI.5.4.Effet de deuxième ordre</u> .....	93

## ❖ Chapitre VII:

<u>VII.1.Introduction</u> .....	94
<u>VII.2.Vérification des différents éléments de la ferme</u> .....	94
<u>VII.2.1.La traction</u> .....	94
<u>VII.2.2.Flambement (compression)</u> .....	94
<u>VII.2.3.La condition de résistance (ration)</u> .....	94
<u>VII.3.Vérification des diagonales de contreventement : L (90×90×12)</u> .....	100
<u>VII.3.1.Vérification à la traction</u> .....	100

# SOMMAIRE

<u>VII.3.2.Vérification au flambement</u> .....	100
<u>VII.4.Vérification des poteaux</u> .....	101
<u>VII.4.1.Les sollicitations</u> .....	101
<u>VII.4.2.Vérification à l'effort tranchant</u> .....	101
<u>VII.4.3.Vérification à l'effort normal</u> .....	102
<u>VII.4.4.Vérification de l'élément aux instabilités</u> .....	102

## ❖ Chapitre VIII:

<u>VIII.1.Introduction</u> .....	109
<u>VIII.2.Assemblage des éléments de la ferme</u> .....	109
<u>VIII.2.1.Pré dimensionnement du gousset</u> .....	109
<u>VIII.2.1.1.Pré dimensionnement de la gorge</u> .....	110
<u>VIII.3.Assemblage poteau – ferme (HEA700 - 200*200*20)</u> .....	112
<u>VIII.4.Assemblage des éléments de contreventements</u> .....	115
<u>VIII.4.1.Contreventement horizontal</u> .....	115
<u>VIII.4.1.1.Assemblage de la diagonale sur le gousset</u> .....	115
<u>VIII.4.1.2.Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme</u> .....	117
<u>VIII.5.Assemblage du couvre joint</u> .....	119
<u>VIII.5.1.Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure</u> .....	119
<u>VIII.5.2.Assemblage du couvre joint dans la membrure supérieure</u> .....	121

## ❖ Chapitre XI:

<u>IX. Calcul des pieds de poteaux</u> .....	123
<u>IX.1. Introduction</u> .....	123
<u>IX.1.2.Sollicitations</u> .....	123
<u>IX.1.3.Dimensionnement des tiges d'ancrages</u> .....	123
<u>IX.1.4.Vérification de la tige d'ancrage</u> .....	124
<u>IX.1.5.Vérification des contraintes dans le béton et l'acier</u> .....	125
<u>IX.1.6.Les contraintes dans le béton</u> .....	126
<u>IX.1.7.Les contraintes dans l'acier</u> .....	126
<u>IX.2.Dimensionnement de l'épaisseur de la platine</u> .....	126



# SOMMAIRE

<u>IX.2.1. Résistance de calcul du béton à la compression</u> .....	126
<u>IX.2.2. Estimation de l'aire de la plaque d'assise</u> .....	126
<u>IX.2.3. Choix du type de la plaque d'assise</u> .....	127
<u>IX.2.4. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise</u> .....	128
<u>IX.2.5. Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise</u> .....	128
<u>IX.2.6. vérification de la section 1-1</u> .....	129

## ❖ Chapitre X:

<u>X.1. Introduction</u> .....	131
<u>X.2. Calcul des fondations</u> .....	131
<u>X.2.1. Poteau de HEA 700</u> .....	131
<u>X.2.1.1. Détermination des sollicitations</u> .....	131
<u>X.2.1.2. dimensionnement de la semelle</u> .....	131
<u>X.2.1.4. Vérification des contraintes</u> .....	134
<u>X.2.1.5. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)</u> .....	137
<u>X.2.1.6. Détermination des armatures de la semelle</u> .....	137
<u>X.3. Calcul des longrines</u> .....	142
<u>X.3.1. Introduction</u> .....	142
<u>X.3.2. Pré dimensionnement</u> .....	142
<u>X.3.3. Ferrailage</u> .....	142

## ❖ Chapitre XI:

<u>XI. Introduction</u> .....	145
<u>XI.1. Calcul de l'action d'ensemble du hangar industriel</u> .....	145
<u>XI.1.1. Cas du vent</u> .....	146
<u>XI.1.2. Résultat de l'étude au vent</u> .....	146
<u>XI.2 Cas du séisme</u> .....	150
<u>XI.3. Calcul des moments résistant (stabilisateurs)</u> .....	151

# LISTE DES TABLAUX :

## ❖ Chapitre I:

Tableau I.1 : Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  (CCMA97, tableau 3.1) ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau I.2: les valeurs  $E_{ij}$  et  $E_{vj}$  en fonction de  $f_{cj}$ ..... Erreur ! Signet non défini.

## ❖ Chapitre III:

Tableau III.1 : Coefficient de rugosité. .... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.2 : coefficient d'exposition. .... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.3 : Pression Dynamique..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.4 : coefficients de pression extérieure ( $C_{pe}$ )..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.5: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = -0,5$   
..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.6: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (I) avec :  $C_{pi} = -0,5$ ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.7: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (II) avec :  $C_{pi} = -0,5$ ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.8: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = +0,8$ .  
..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.9: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (I) avec :  $C_{pi} = +0,8$ ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.10: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (II) avec:  $C_{pi} = +0,8$  ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.11 : Les coefficients de pression  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de paroi Verticales..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.12: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = -0,5$   
..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.13: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (I) avec :  $C_{pi} = -0,5$  ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.14: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = +0,8$ . ..... Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.15: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (I)**  
avec :  $C_{pi}=+0,8$ . ..... Erreur ! Signet non défini.

**Tableau III.16: Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (II)**  
avec:  $C_{pi}=+0,8$  ..... Erreur ! Signet non défini.

#### ❖ **Chapitre IV:**

**Tableaux IV.1 : Les efforts dans les éléments de la ferme intermédiaire (valeurs obtenu par ROBOT 2013).** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Tableau IV.3 : Les sections des éléments de la ferme adoptés. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau V.1 : Les forces horizontals dues au vent.....**72

#### ❖ **Chapitre VI:**

**Tableau.VI.1 : Pénalité de vérification.....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.VI.2 : Pourcentage de participation de masse .....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.VI.4 : Combinaisons de calcul.....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.VI.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base .....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.VI.6 : Déplacement max en situation durable. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.VI.7 : Déplacement relatif des niveaux.....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.VI.8 : Effet P- suivant X-X.....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.VI.9 : Effet P- suivant Y-Y.....** Erreur ! Signet non défini.

#### ❖ **Chapitre VII:**

**Tableau.VII.1: Les efforts dans les éléments de de la ferme. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.VII.1: Vérification des éléments de la ferme.....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.VII.2:les efforts dans les éléments de contreventement .....** 100

#### ❖ **Chapitre VIII:**

**Tableau. VIII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.....** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau. VIII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.** Erreur ! Signet non défini.

**Tableau. VIII.3 : Dimension des cordons de soudure .....** Erreur ! Signet non défini.

❖ **Chapitre VIX:**

**Tableau.IX.1 : Les sollicitations les plus défavorables.....**Erreur ! Signet non défini.

❖ **Chapitre X:**

**Tableau.X.2 : Les sollicitations à la base de la semelle. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.X.3 : Vérification des contraintes dans le sol. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.X.4 : Les sollicitations à la base de la semelle. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.X.5: Vérification des contraintes dans le sol. ....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.X.6 : Les armatures des semelles type 1. ....**Erreur ! Signet non défini.

❖ **Chapitre XI:**

**Tableau.XI. 1:Vent( $V_1$ ) sur façade principale avec dépression intérieur ( $C_{pi}=-0,5$ )**

..... Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.XI. 2:Vent( $V_1$ ) sur façade principale avec dépression Extérieur ( $C_{pi}=0,8$ )**

..... Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.XI.3:Vent ( $V_2$ ) sur la façade secondaire avec dépressions Intérieure ( $C_{pi}=-0,5$ )..**

..... Erreur ! Signet non défini.

**Tableau XI.4:Vent( $V_2$ ) sur la façade secondaire avec dépressions extérieure ( $C_{pi}=+0,8$ ..**

..... Erreur ! Signet non défini.

**Tableau .XI.5: Réaction à la base due aux effets sismiques .....**Erreur ! Signet non défini.

**Tableau.XI.6:Vérifications au renversement de la**

**structure.....**Erreur ! Signet non défini.



# LISTE DES FIGURES:

## ❖ Chapitre I:

**Figure I.1: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).** .....Erreur ! Signet non défini.

**Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de l'Acier.** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure I. 3: Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS**..... 6

**Figure I. 4 : Resistance caractéristique à la compression**..... Erreur ! Signet non défini.

## ❖ Chapitre II:

**Figure II.1 : Vue en plan de l'ouvrage.** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure II.2: Façade latéral du Hangar.** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure II.3 : Façade principale du Hangar.** ..... Erreur ! Signet non défini.

## ❖ Chapitre III:

**Figure III.1 : Données géométriques.** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.2: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V1...**Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.3: Les Valeurs de  $C_{pe}$  pour le versant de toiture à la direction du vent V1.**  
..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.4: Les Valeurs de  $C_{pe}$  pour le versant de toiture à la direction du vent V1.**  
..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.6: Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V1 avec ouvertures ouvertes.** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.7: Présentation graphique des pressions sur la toiture « I » direction du vent V1 avec ouvertures ouvertes**..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.8: Présentation graphique des pressions sur la toiture « II » direction du vent V1 avec ouvertures ouvertes**..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.8: Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V1 avec ouvertures fermées.** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.9: Présentation graphique des pressions sur la toiture « I » direction du vent V1 avec ouvertures fermées.....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.10: Présentation graphique des pressions sur la toiture é « I » direction du vent V1 avec ouvertures fermées. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.11: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V2.** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.12: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V2.** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.13: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V2.** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.14: Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V2 avec ouvertures ouvertes. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.15: Présentation graphique des pressions sur la toiture « I » direction du vent V2 avec ouvertures ouvertes.....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.16: Présentation graphique des pressions sur la toiture « II » direction du vent V2 avec ouvertures ouvertes. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.17: Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V2 avec ouvertures fermées. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.18: Présentation graphique des pressions sur la toiture « I » direction du vent V2 avec ouvertures fermées.....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.19: Présentation graphique des pressions sur la toiture « II » direction du vent V2 avec ouvertures fermées. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure III.20 : Représentation des versants de la toiture. ....** Erreur ! Signet non défini.

#### ❖ **Chapitre IV:**

**Figure IV.1 : Type de panne.....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure IV.2 : Schéma statique sous charge d'entretien. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure IV.3 : Moment due à la charge d'entretien.....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure IV.4:Schéma de la panne incliné.....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure IV.5: les schémas statiques des liernes. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure IV.6: Présentation des liernes. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure IV.7: représentation des efforts. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure IV.8: Echantignole. ....** Erreur ! Signet non défini.

**Figure IV.9: schéma statique des charges appliquées.....** Erreur ! Signet non défini.

Figure IV.10: Schéma statique de l'échantignolle..... Erreur ! Signet non défini.  
 Figure IV.11: Dimensions de l'échantignole..... Erreur ! Signet non défini.  
 Figure IV.12: Schéma statique de la ferme à étudier..... Erreur ! Signet non défini.  
 Figure IV.13: Surface afférente des nœuds de la ferme intermédiaire.Erreur ! Signet non défini.  
 Figure IV.14: Surface afférente des nœuds de la ferme intermédiaire.Erreur ! Signet non défini.  
 Figure IV.15: Surface afférente des nœuds de la ferme de rive.. Erreur ! Signet non défini.  
 Figure IV.16: Surface afférente des nœuds de la ferme de rive.. Erreur ! Signet non défini.  
 Figure IV.17: Doubles cornières. .... Erreur ! Signet non défini.

❖ **Chapitre V:**

Figure V.1 : Schéma des contreventements sous versant les plus sollicités..... ..73  
 Figure V.2 : chargement de la panne sablière.....78

❖ **Chapitre VI:**

Figure VI.3 : Palée de stabilité long pan.....80  
 Figure.VI.1 : Mode de déformation (1). .... Erreur ! Signet non défini.  
 Figure.VI.2 : Mode de déformation (2). .... Erreur ! Signet non défini.  
 Figure.VI.3 : Mode de déformation (3). .... Erreur ! Signet non défini.

❖ **Chapitre VII:**

Figure VII.1: ferme extraite a partir de model ROBOT BAT version 2013. ....Erreur ! Signet non défini.  
 Figure VII.2 :Annexe Rapport de longueur de flambement  $L_{cr} / L$  pour un poteau - Mode à nœuds fixe..... Erreur ! Signet non défini.  
 Figure VII.3 : poteau Intermédiaire du hangar ..... Erreur ! Signet non défini.  
 Figure VII.4 : Diagramme des moments-y-y ..... Erreur ! Signet non défini.  
 Figure VII.5 : Diagramme des moments-z-z..... Erreur ! Signet non défini.

❖ **Chapitre VIII:**

Fig.VIII.1.a:détaille assemblage ,Fig. VIII.1.b longueurs des souduresErreur ! Signet non défini.  
 Fig.VIII.1.b2: détaille longueurs des soudures ..... Erreur ! Signet non défini.

**Fig.VIII.3: Assemblage poteau – ferme.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Fig.VIII.4: assemblage diagonale-gousset.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Fig.VIII.5: Disposition des boulons .....** Erreur ! Signet non défini.  
**Fig.VIII.6:Assemblagegousset**  
**membrure.....**Erreur ! Signet non défini.

❖ **Chapitre IX:**

**Figure IX.1 : Tige d’encrage du pied du poteau.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure IX.2 : Dispositions constructives.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure IX.4 : Contrainte due au moment.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure IX.5 : Aire / dimensions des tronçons en T équivalents...**  Erreur ! Signet non défini.  
**Figure IX.6 : Vérification de la contrainte.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure IX.7: Vérification de la section 2-2 .....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure. IX.8 :Vérification de la section 3-**  
**3.....**Erreur ! Signet non défini.

❖ **Chapitre X:**

**Figure.X.1 : Dimension de la Semelle.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure.X.2 : Schéma de ferrailage de la semelle.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure.X.3 : Schéma de ferrailage des longrines.....** Erreur ! Signet non défini.

❖ **Chapitre XI:**

**Figure.XI.1: Détails du projet. ....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure.XI.2: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale**  
**.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure.XI.3: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale**  
**.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure .XI.4: Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire**  
**.....** Erreur ! Signet non défini.  
**Figure.X.5: Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade**  
**secondaire.**Erreur ! Signet non défini.



### **Introduction Générale**

L'**Acier** est très largement utilisé pour la construction des grands ouvrages et bâtiments industriels à grandes portées. Cela est permis par les grands avantages des constructions en acier à savoir :

- La fiabilité
- Ductilité
- Légèreté
- Le montage rapide
- Les transformations plus faciles dans la conception.

L'**Acier** utilisé en construction métallique a des caractéristiques chimiques garanties. C'est un matériau isotrope et homogène ayant un comportement idéal vis-à-vis l'élasticité, base des lois de la résistance des matériaux. Il est ductile, propriété nécessaire à la bonne répartition des efforts dans les assemblages.

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que les efforts extérieurs appliqués à la construction s'acheminent dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

Le présent mémoire consiste en l'étude d'un Hangar industriel de type d'usage (III) comportant une acrotère sur le coté pignon. Ou cette étude comporte XI chapitres.

**CHAPITRE I :**  
**Généralités**

## **I.1 Matériaux utilisés**

Les structures métalliques se composent de matériaux qui jouent un rôle important dans la résistance des constructions. Le choix de ces matériaux est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est décisif pour les constructions de grandes dimensions.

## **I.2 L'acier**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%. Outre le fer et carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.

### **I.2.1 Propriétés des profilés laminés**

#### **i – Resistance**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régalement Euro code 03.

**Tableau I.1** : Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  (CCMA97, tableau 3.1)

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t<40mm		40mm<t<100mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>Fe360</b>	<b>235</b>	<b>360</b>	<b>215</b>	<b>340</b>
<b>Fe430</b>	<b>275</b>	<b>430</b>	<b>255</b>	<b>410</b>
<b>Fe510</b>	<b>355</b>	<b>510</b>	<b>355</b>	<b>490</b>

### ii – Ductilité ( § 3.2.2.3 CCMA97 )

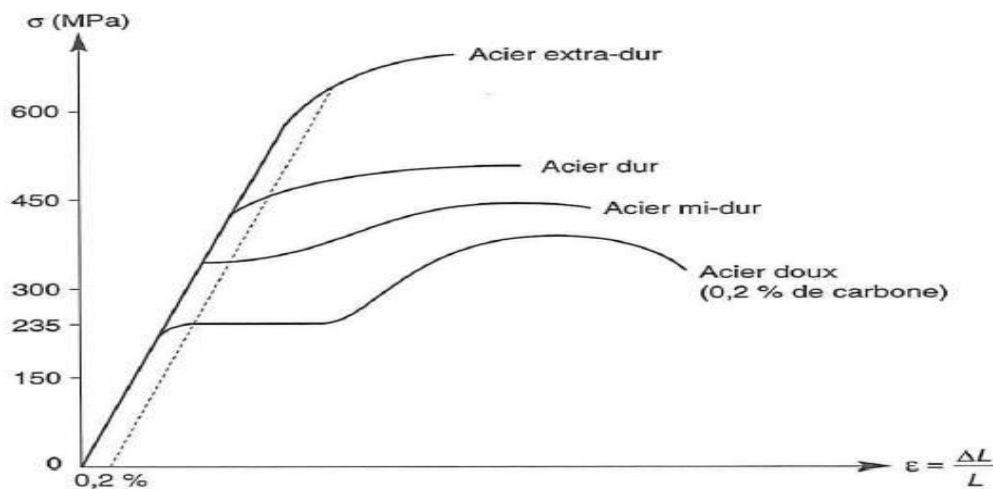
Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- Le rapport  $f_u/f_y$  de la résistance à la traction minimale spécifiée au  $f_u$  sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée  $f_y$  doit être supérieur à 1,2.
- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime  $\epsilon$  correspondant à  $f_u$  représente au moins 20 fois la déformation élastique  $\epsilon_y$  correspondant à  $f_y$ .
- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de  $5,65 \sqrt{A_0}$  doit être supérieur à 15%, étant l'aire initiale de la section transversale.

On peut considérer que les nuances d'acier de la norme EN 10025 en général et celles indiquées au **Tableau I.1**, en particulier, satisfont à ces conditions.

### iii – Propriétés mécaniques ( § 3.2.3 CCMA97)

- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000$  MPa.
- Module d'élasticité transversal :  $G = E / 2(1+\mu)$ .
- Coefficient de Poisson :  $\mu = 0,3$ .
- Coefficient de dilatation thermique :  $\rho = 12 \times 10^{-6}$  par  $1\text{ C}^\circ$
- Masse volumique :  $\rho = 7850$  Kg/m<sup>3</sup>



**Figure I.1:** Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).



## **I.2.2 Propriétés des armatures de construction**

### **i – Résistance**

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par l'Euro code (02et03). La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235.

### **ii – Ductilité**

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition des armatures :

$$\text{Le rapport } \frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$$

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

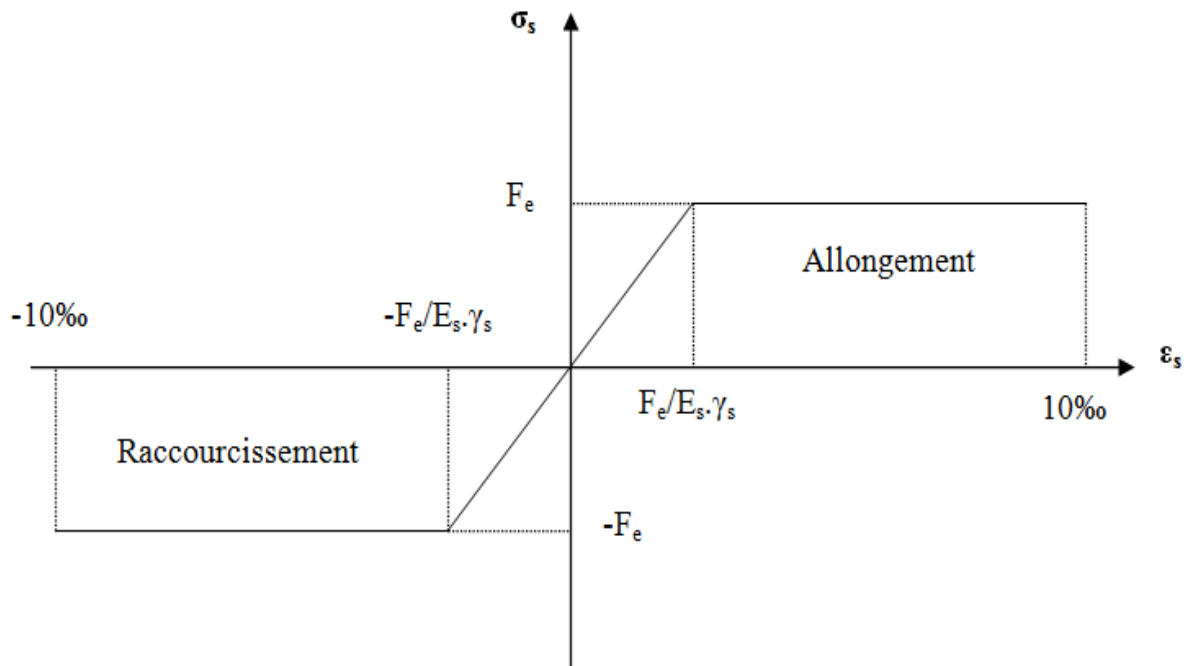
$$\varepsilon_u \geq 20 \times \varepsilon_y$$

- A la rupture, l'allongement sur une longueur de  $5,65\sqrt{A_0}$ , soit supérieure à 15%,

avec :  $A_0$  étant la section transversale initiale de l'élément considéré.

### **iii – Propriétés mécaniques**

Les propriétés mécaniques sont les mêmes que celles données dans la partie **I.1.1.iii.**

**Diagramme contraintes - déformations de l'acier****Figure I.2** : Diagramme contrainte déformation de l'Acier.**I.3 La couverture**

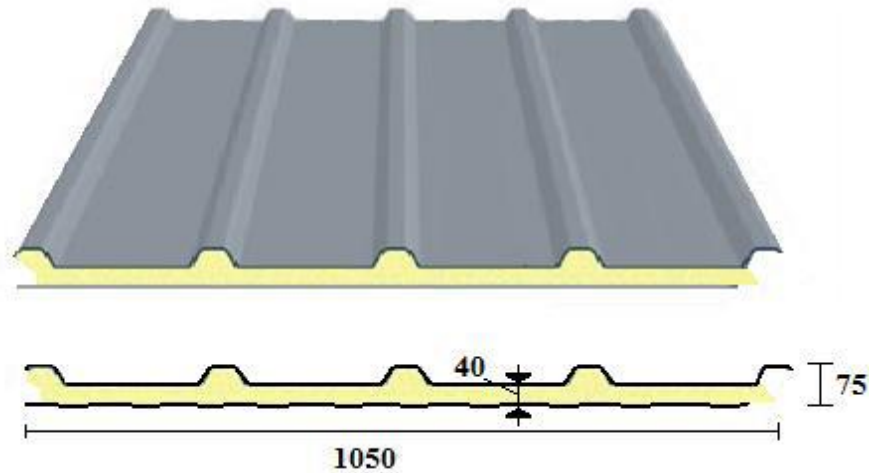
La couverture sera réalisé, par des panneaux sandwichs, appelés aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués de:

- Deux tôles de parements intérieurs et extérieurs.
- Une âme en mousse isolante.
- Profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

- Isolation et l'étanchéité
- Bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

Il s'avère que leurs inconvénients se trouvent au niveau de l'étanchéité des joints.



**Figure I. 3:** Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS

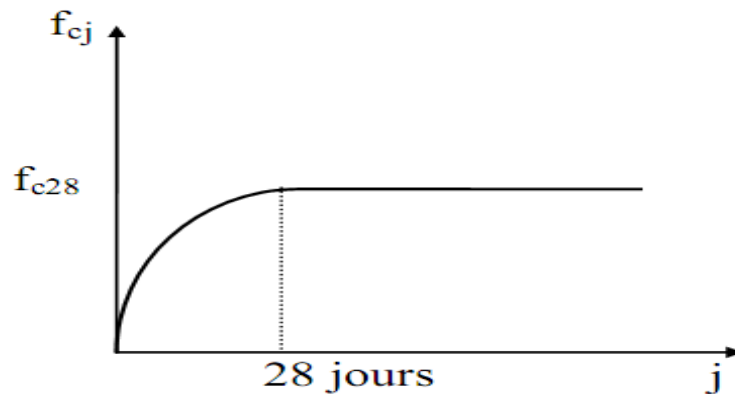
## **I.4 Le Béton**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées,...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour modifier les propriétés. Un matériau qui résiste bien à la compression. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, dans la construction.

### **I.4.1 Composition du béton**

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tels que les efforts.

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$



**Figure I. 3:** Résistance caractéristique à la compression.

#### v. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée ( $f_{tj}$ ), est conventionnellement définie par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$  (MPa)

#### I.4.3 Déformation longitudinales du béton (BAEL 91)

- Module de déformation instantané  $\Rightarrow E_{ij} = 11000f_{cj}^{1/3}$  (MPa); dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.
- Module de déformation différée  $\Rightarrow E_{vj} = E_{ij}^{1/3} = 3700f_{cj}^{1/3}$  (MPa); dû aux sollicitations de longue durée d'application.

**Tableau I.2:** les valeurs  $E_{ij}$  et  $E_{vj}$  en fonction de  $f_{cj}$ .

$f_{cj}$ (MPa)	25	30	40	50	60
$E_{ij}$ (MPa)	32160	34180	37620	40520	43060
$E_{vj}$ (MPa)	10820	11500	12650	13630	14490

## **II.5 Règlements utilisés**

L'étude de ce projet, exige quelques règlements utilisés en Algérie :

- **RNV A99** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCMA97, Euro code 3** : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCMA97 et Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.
- **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

**CHAPITRE II :**  
**Présentation de L'Ouvrage**

## **II.1 Introduction**

Notre projet consiste à l'étude d'un Hangar à versant multiples en Construction Métallique, de groupe d'usage (III) et d'une zone de moyenne sismicité (IIa) selon le règlement (RPA99 V2003).

## **II.2 Etude du sol**

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance (voire annexe 2)  $\sigma_{adm} = 1.6$  bar.
- Profondeur minimal d'ancrage égale à 1,7m par rapport à la cote du terrain naturel.

## **II.3 Situation**

Ce projet sera implanté à AKBOU wilaya de BEJAIA au lieu dit TAHARACHTH, et juste a proximité de GENERAL EMBALLAGE, ainsi que la route communale qui mène au village BIZIOU (C<sub>ne</sub> SEDDOUK).

## **II.4 Caractéristiques**

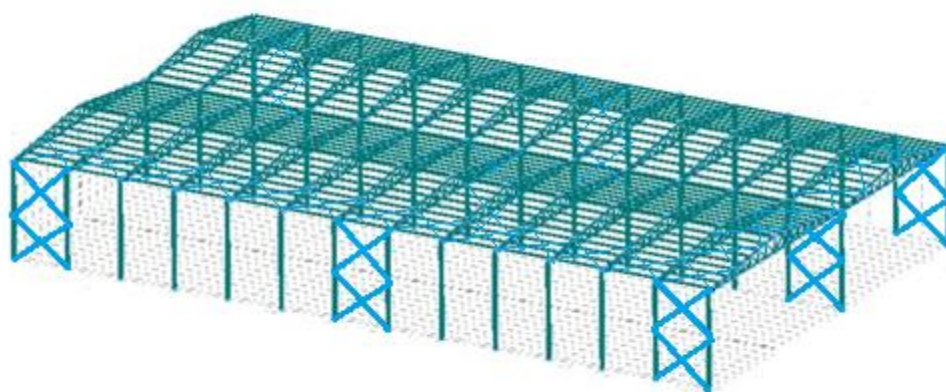
### **II.4.1 Architecturales**

La structure est constituée d'un Hangar contreventé par poteaux rigides liés aux fermes à treillis dont la toiture est en Charpente Métallique.

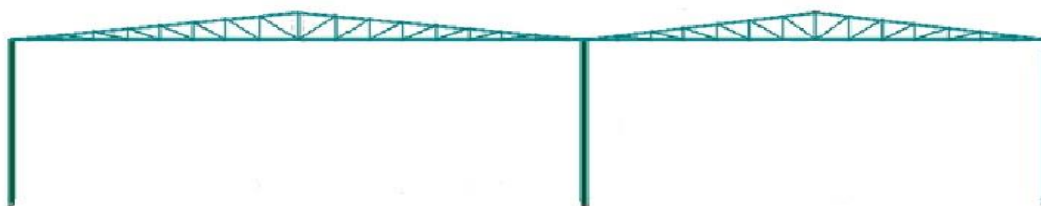
### **II.4.2 Géométriques :**

Les dimensions géométriques du Hangar sont :

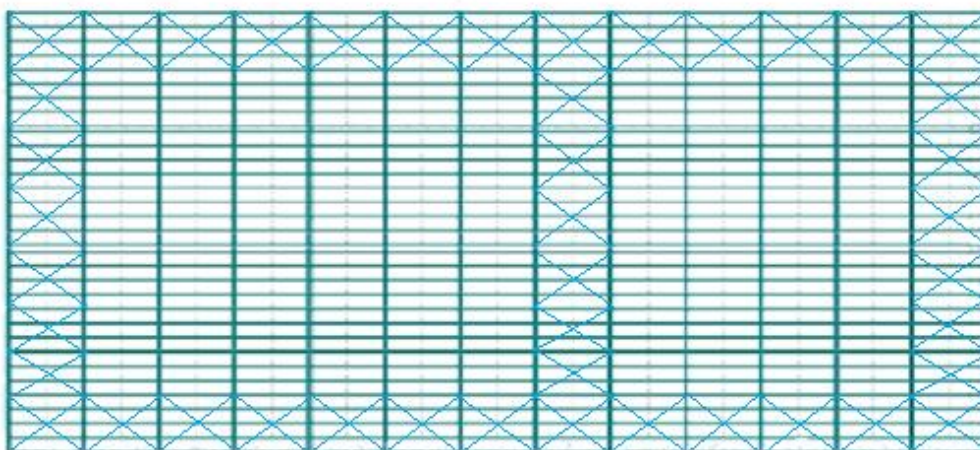
- Longueur totale= 78.30m.
- Largeur totale = 47.00m.
- Hauteur totale =11.60m.
- Hauteur des poteaux =10.00m.
- L'ossature est en portique espacé de 6.00m.



**Figure II-1:** structure en 3D.



**Figure II-2 :** Façade principale du Hangar.



**Figure II-3 :** Vue en plan de l'ouvrage.



**II.5 Ossature et stabilité de la structure**

L'ossature du Hangar sera en portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie, car il présente un aspect intéressant du point de vue :

- Economique.
- Isolation thermique.
- Isolation phonique.

**II.6 La toiture**

Généralement pour les Hangars, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en Charpente Métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont :

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit.
- La légèreté de la toiture en Charpente Métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte.
- La facilité et rapidité de montage.

**CHAPITRE III :**  
**Etude Climatique**

### III.1 Introduction

Ce chapitre a pour but la détermination des différentes sollicitations agissant sur notre structure, qui est produites par la charge dû à la neige d'un côté, et aussi par les actions dû au vent d'un autre côté sur un bâtiment industriel en construction métallique. Le règlement utilisé est le RNV99, et les charges de base sont tirées du DTR Algérien.

### III.2 Etude au Vent

#### III.2.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement neige et vent R.N.V.A 99.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs de:

- La région.
- Site d'implantation.
- La hauteur de la construction.
- La forme géométrique de la construction.
- La rigidité de la construction.

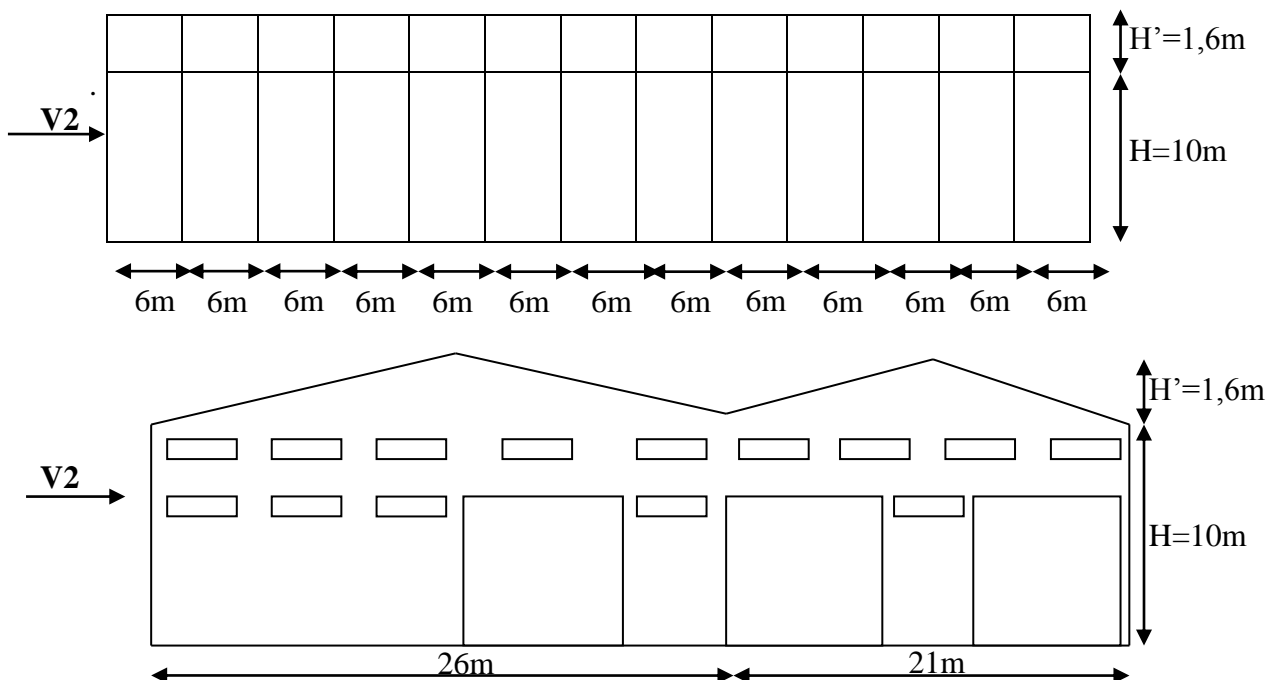
#### III.2.2 Principes de calcul

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

#### III.3.3 Présentation Générale

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment industriel en structure métallique présenté sur la figure (1.1), pour un vent perpendiculaire :

- Au long-pan sans ouvertures (sans **V1** du vent).
- Au pignon (sens **V2** du vent).



**Figure III.1 :** Données géométriques.

Données relatives au site :

- Site plat ( $\Phi < 0.05$ ) :  $C_t(Z) = 1$  (cf. tableau 2.5).
- Zone I :  $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$  (cf. tableau 2.3).
- Terrain de catégorie III :  $K_t = 0.22$  ;  $Z_o = 0.3$  ;  $Z_{\text{min}} = 8$  (cf. tableau 2.4).

**N.B.:** Les fenêtres seront considérées fermées. Les portes seront considérées ouvertes.

### III.2.1 Détermination du Coefficient Dynamique

La structure du bâtiment étant métallique, on utilise la figure 3.2 (DTR page (51) donnée au chapitre 03. On doit déterminer la valeur de 'C<sub>d</sub>' pour chaque direction du vent :

- Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1 du vent) : la lecture pour  $h=11.6\text{m}$  et  $b=78.3\text{m}$  donne  $C_d \approx 0.90$ .
- Vent perpendiculaire au pignon (sens V2 du vent) : la lecture pour  $h=11.6\text{m}$  et  $b=47\text{m}$  donne  $C_d \approx 0.90$ .

Donc :  $C_d = 0.90 < 1.2$ .

La structure sera donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent. Le coefficient d'exposition sera calculé à l'aide de la formule 2.13 du chapitre 2.

### III.2.2 Détermination de la pression dynamique $q_{\text{dyn}}$

La structure est de hauteur totale étant supérieure à 10m, on subdivisera le maître couple en  $n_i = E (11.6/3) = 3$  tranches et  $h_i = (11.6/3) = 3.86\text{m} \approx 4\text{m}$  (formule 2.11). Pour les commodités du calcul, on déterminera la pression dynamique (formule 2.12) :

- A  $h_i = 4$  et  $8\text{m}$  pour ce qui concerne les parois verticales (soit des tranches de 4m).
- A la hauteur totale  $h = 11.6\text{m}$  pour ce qui concerne la toiture.

#### a) Coefficient de rugosité

Le Coefficient de rugosité, est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

- $C_r = K_t \times \text{Ln} \left( \frac{Z}{Z_o} \right)$  pour  $Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200\text{m}$  (formule 2.15).
- $C_r = K_t \times \text{Ln} \left( \frac{Z_{\text{min}}}{Z_o} \right)$  pour  $Z < Z_{\text{min}}$  (formule 2.15).

$C_r$  : est le Coefficient de rugosité (formule 2.15).

$K_t$  : est le facteur de terrain (Tableau 2.4).

$Z$  : (en m) est la hauteur considérée.

$Z_{\text{min}}$  : (en m) est la hauteur minimale (Tableau 2.4).

$Z_o$  : (en m) est le paramètre de rugosité (Tableau 2.4).

- **Parois verticales :**  $C_r = 0.22 \times \ln \left( \frac{8}{0.3} \right) = 0.722 \rightarrow C_r = 0.722.$
- **Toitures :**  $C_r = 0.22 \times \ln \left( \frac{11.6}{0.3} \right) = 0.804 \rightarrow C_r = 0.804.$

Les résultats sont portés sur la figure suivante :

**Tableau III.1 :** Coefficient de rugosité.

Hi (m)	C <sub>r</sub> (formule 2.15)
4	0.722
8	0.722
11.6	0.844

**b) Coefficient d'exposition**

Le coefficient d'exposition au vent « C<sub>e</sub>(Z) » tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de hauteur 'h' au dessus du sol. En autre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

Dans ce cas, La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent. Le coefficient d'exposition sera calculé à l'aide de la formule 2.13 du chapitre 2.

$$C_{ex} = C_r^2 \times C_t^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \cdot k_T}{C_r \cdot C_t} \right] \longrightarrow C_d < 1.2 \quad (\text{formule 2.13})$$

**C<sub>t</sub>** : facteur de topographie.

**C<sub>r</sub>** : facteur de rugosité.

**K<sub>t</sub>** : facteur de terrain.

- **Parois verticales**

$$C_r = 0.22 \times \ln \left( \frac{8}{0.3} \right) = 0.722 \rightarrow C_r = 0.722.$$

$$C_{ex} = 1.0^2 \times 0.722^2 \left[ 1 + \frac{7 \times 0.22}{0.722 \times 1} \right] = 1.633 \rightarrow C_{ex} = 1.633.$$

- **Toitures**

$$C_r = 0.22 \times \ln \left( \frac{11.6}{0.3} \right) = 0.804 \rightarrow C_r = 0.804.$$

$$C_{ex} = 1.0^2 \times 0.804^2 \left[ 1 + \frac{7 \times 0.22}{0.804 \times 1} \right] = 1.884 \rightarrow C_{ex} = 1.884.$$

Les résultats sont portés sur la figure suivante :

**Tableau III.2 :** coefficient d'exposition.

Hi (m)	C <sub>r</sub> (Z) (formule 2.15)	C <sub>e</sub> (Z) (formule 2.13)
4	0.722	1.633
8	0.722	1.633
11.6	0.844	1.884

**Remarque :**

Le Coefficient rugosité à  $Z = 4\text{m}$  pour les parois verticales est calculé en introduisant dans la formule 2.15 ou  $Z < Z_{\min}$ .

**c) Calcul de la pression dynamique  $q_{\text{dyn}}$** 

La pression dynamique « $q_{\text{dyn}}$ » qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur 'h' est donnée comme suite :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{réf}} \times C_{\text{ex}} \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{formule 2.12})$$

$q_{\text{réf}}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau 2-3 (DTR) en fonction de la zone du vent.

$C_{\text{ex}}$  : est le coefficient d'exposition au vent.

- **Parois verticales**  $q_{\text{dyn}} = 37.5 \times 1.633 = 61.237$  (daN/m<sup>2</sup>).
- **Toitures**  $q_{\text{dyn}} = 37.5 \times 1.884 = 70.650$  (daN/m<sup>2</sup>).

Dans ce cas, la pression dynamique sont portées sur la figure suivante :

**Tableau III.3 :** Pression Dynamique.

$h_i$ (m)	$C_r(Z)$ (formule 2.15)	$C_e(Z)$ (formule 2.13)	$q_{\text{dyn}}$ (daN/m <sup>2</sup> )
4	0.722	1.633	61.237
8	0.722	1.633	61.237
11.6	0.844	1.884	70.650

**III.2.3 Détermination de la pression statique due au vent**

La pression due au vent « $P_h$ » qui s'exerce sur une construction à la hauteur 'h' est donnée par la formule suivante.

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}} \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{formule 2.5})$$

$C_d$  : coefficient dynamique de la construction.

$q_{\text{dyn}}$  : pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée.

$C_{pe}$  : coefficient de pression extérieure.

$C_{pi}$  : coefficient de pression intérieure.

**a) Calcul des coefficients de pression extérieure ( $C_{pe}$ ) suivant ( $V \perp$  pignon,  $\Theta=0^\circ$ )**

➤ **Parois verticales :** (grande face gauche).

- Parois « **D** » au vent  $C_{pe} = +0.8$ .
- Paroi « **E** » sous le vent  $C_{pe} = -0.3$ .
- $e = \min(b, 2h) = \min(78.3, 23.2) \rightarrow e = 23.2\text{m}$   $d > e$ .

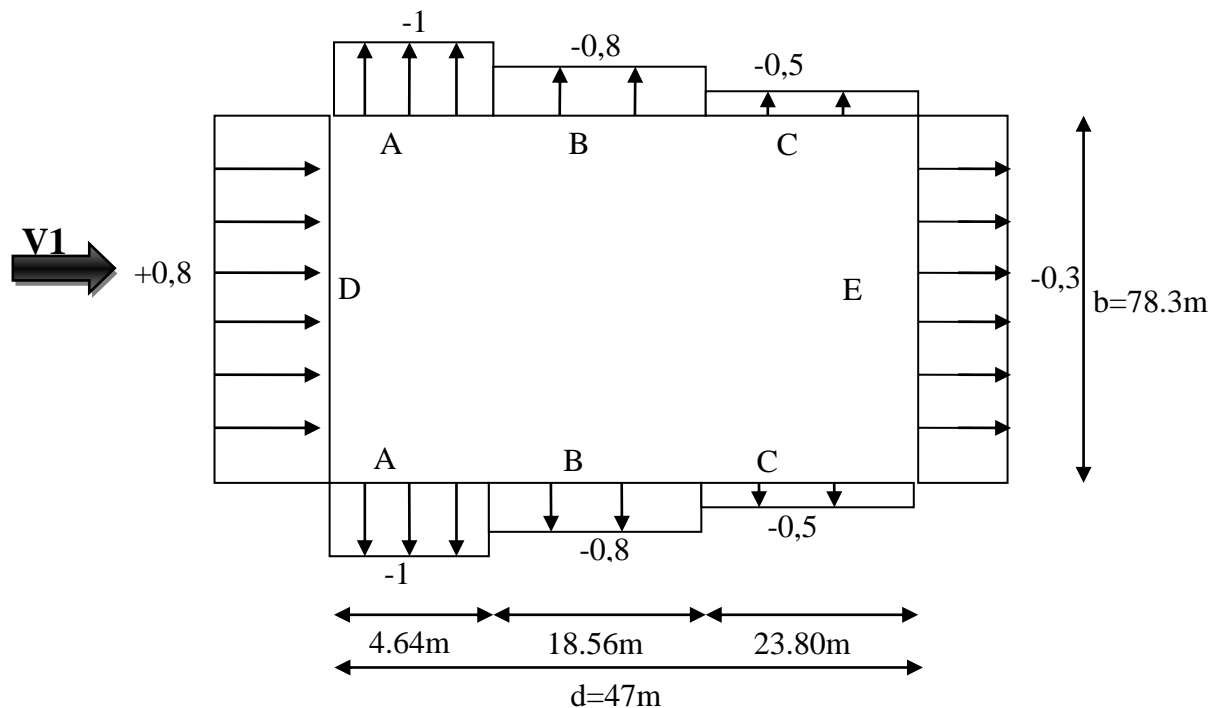
Les valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales directions V1 du vent :

- $\longrightarrow$  **Zone A** :  $\frac{e}{5} = \frac{23.2}{5} = 4.64 \text{ m} \longrightarrow C_{pe} = -1.$
- $\longrightarrow$  **Zone B** :  $e - \frac{e}{5} = 23.2 - 4.64 = 18.56 \text{ m} \longrightarrow C_{pe} = -0.8.$
- $\longrightarrow$  **Zone C** :  $d - e = 47 - 23.2 = 23.8 \text{ m} \longrightarrow C_{pe} = -0.5.$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure **III.4** :

**Tableau III.4** : coefficients de pression extérieure ( $C_{pe}$ ).

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



**Figure III.2:** Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V1.

➤ **Versant de toiture**

La toiture est divisée en deux parties :

• **Partie I**

$$\tan \alpha = \frac{1.6}{13} = 0.123 \longrightarrow \alpha_1 = 7.012^\circ$$

Donc l'angle de notre toiture est dans l'intervalle de  $[5^\circ ; 15^\circ] \longleftrightarrow 5^\circ < \alpha_1 = 7.012^\circ < 15^\circ.$

Avec :  $S_{A, B, C, D \text{ et } E} > 10 \text{ m}^2 \longleftrightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

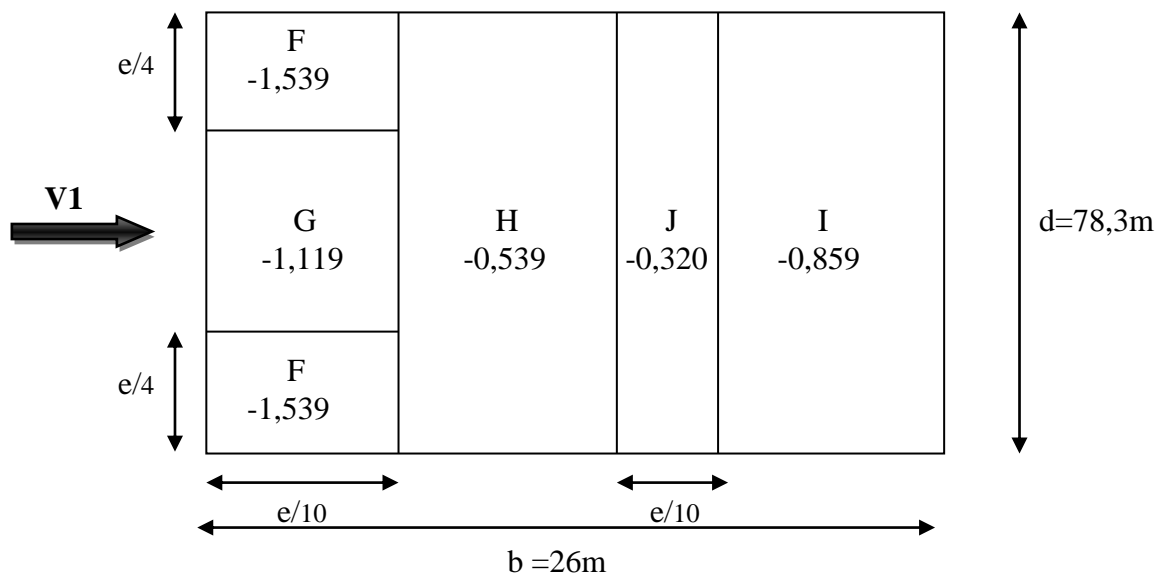
➤ **Par interpolation linéaire :**

Les valeurs de  $\alpha = 5^\circ$  et celle de  $15^\circ$  :

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

- → **Zone F** :  $C_{pe} = -1,7 + \frac{-0,9 - (-1,7)}{15 - 5} \cdot (7,012 - 5) = -1,539.$
- → **Zone G** :  $C_{pe} = -1,2 + \frac{-0,8 - (-1,2)}{15 - 5} \cdot (7,012 - 5) = -1,119.$
- → **Zone H** :  $C_{pe} = -0,6 + \frac{-0,3 - (-0,6)}{15 - 5} \cdot (7,012 - 5) = -0,539.$
- → **Zone I** :  $C_{pe} = -0,3 + \frac{-0,4 - (-0,3)}{15 - 5} \cdot (7,012 - 5) = -0,320.$
- → **Zone J** :  $C_{pe} = -1,0 + \frac{-0,3 - (-1,0)}{15 - 5} \cdot (7,012 - 5) = -0,859.$

✚ Avec :  $e/4 = 5,80$  m et  $e/10 = 2,32$  m.



**Figure III.3:** Les Valeurs de  $C_{pe}$  pour le versant de toiture à la direction du vent V1.

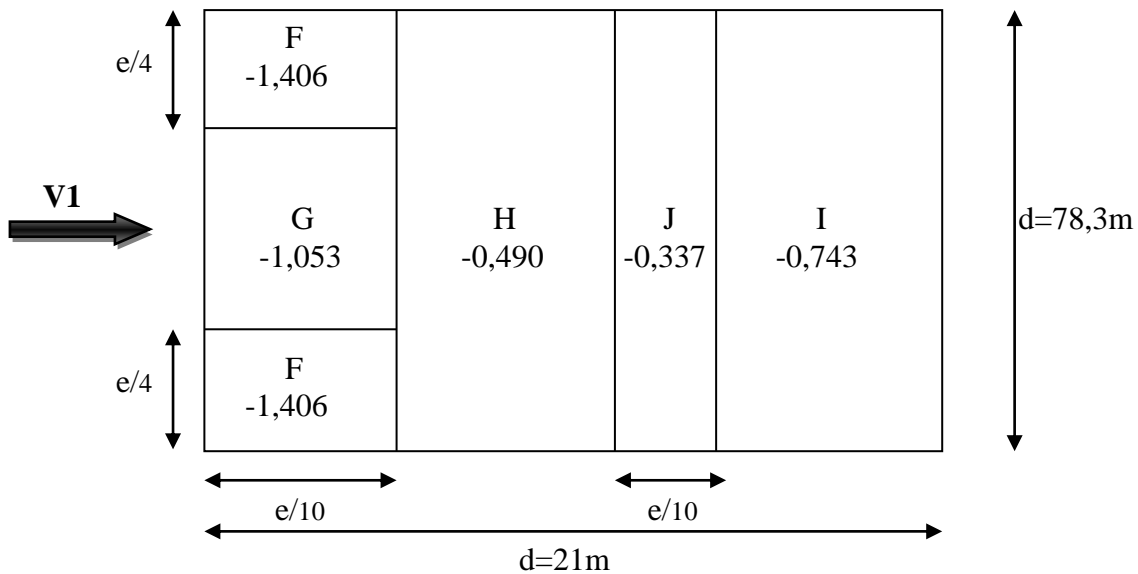
• **Partie II :**

$$\tan \alpha = \frac{1,6}{10,5} = 0,152 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 8,664^\circ$$

- → **Zone F** :  $C_{pe} = -1,7 + \frac{-0,9 - (-1,7)}{15 - 5} \cdot (8,664 - 5) = -1,406.$
- → **Zone G** :  $C_{pe} = -1,2 + \frac{-0,8 - (-1,2)}{15 - 5} \cdot (8,664 - 5) = -1,053.$
- → **Zone H** :  $C_{pe} = -0,6 + \frac{-0,3 - (-0,6)}{15 - 5} \cdot (8,664 - 5) = -0,490.$
- → **Zone I** :  $C_{pe} = -0,3 + \frac{-0,4 - (-0,3)}{15 - 5} \cdot (8,664 - 5) = -0,337.$
- → **Zone J** :  $C_{pe} = -1,0 + \frac{-0,3 - (-1,0)}{15 - 5} \cdot (8,664 - 5) = -0,743.$



Avec :  $e/4 = 5,80$  m et  $e/10 = 2,32$  m.



**Figure III.4:** Les Valeurs de  $C_{pe}$  pour le versant de toiture à la direction du vent V1.

**b) Calcul des Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$**

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$  :

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

[fig5.15(RNV99)]

**A) Dépression intérieure**

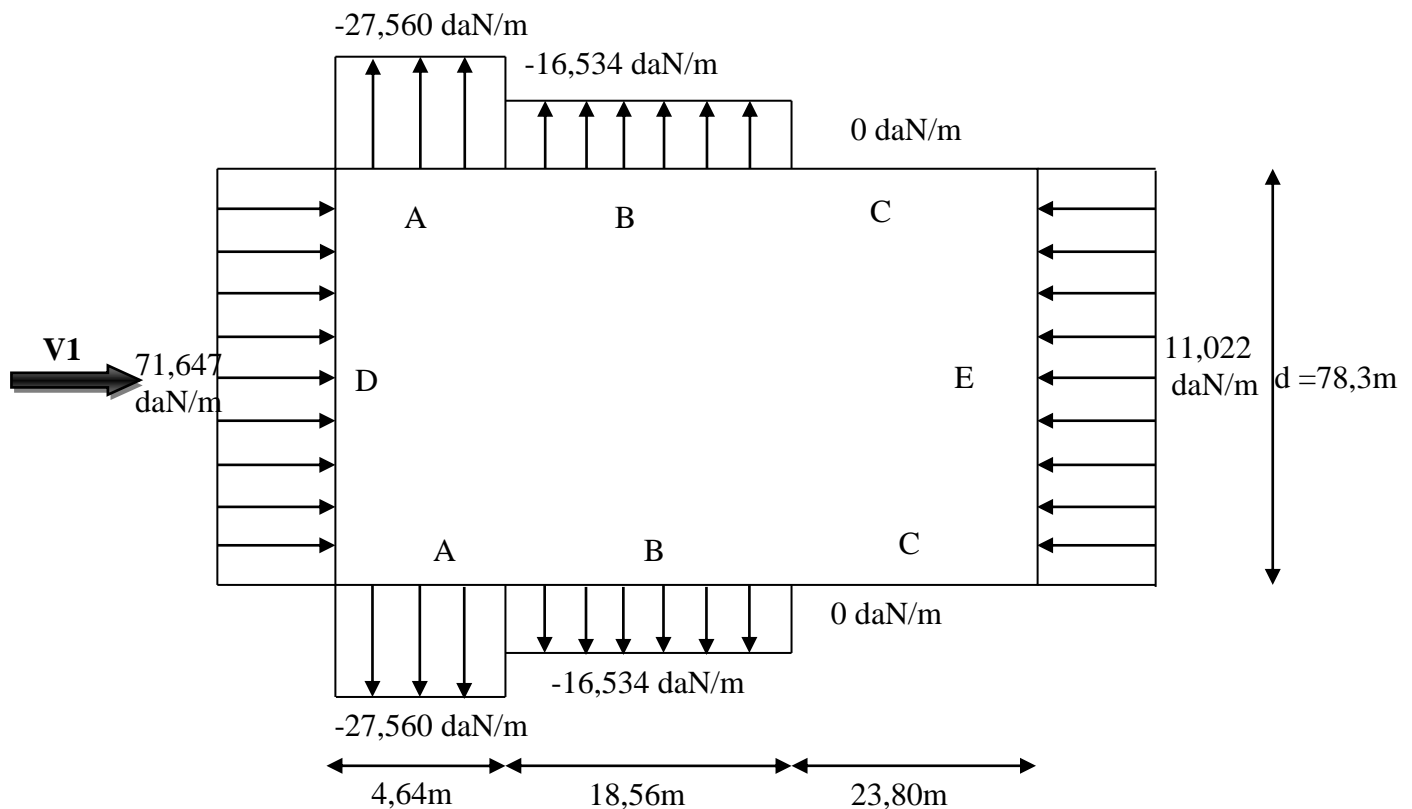
➤ **Parois verticales**

$\mu_p = 1$  dépression intérieur  $C_{pi} = -0,5$  (Voir figure 5.15 du RNV A99).

Les pressions  $q_j$  sont calculées à l'aide de la formule (formule 2.5) :

**Tableau III.5:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = -0,5$ .

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0,90	61,237	-1	-0,5	-0,5	-30,620	-27,560
B		61,237	-0,8		-0,3	-18,371	-16,534
C		61,237	-0,5		0	0	0
D		61,237	+0,8		+1,3	79,608	71,647
E		61,237	-0,3		+0,2	12,247	11,022



**Figure III.5:** Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V1 avec ouvertures ouvertes.

➤ **Toitures**

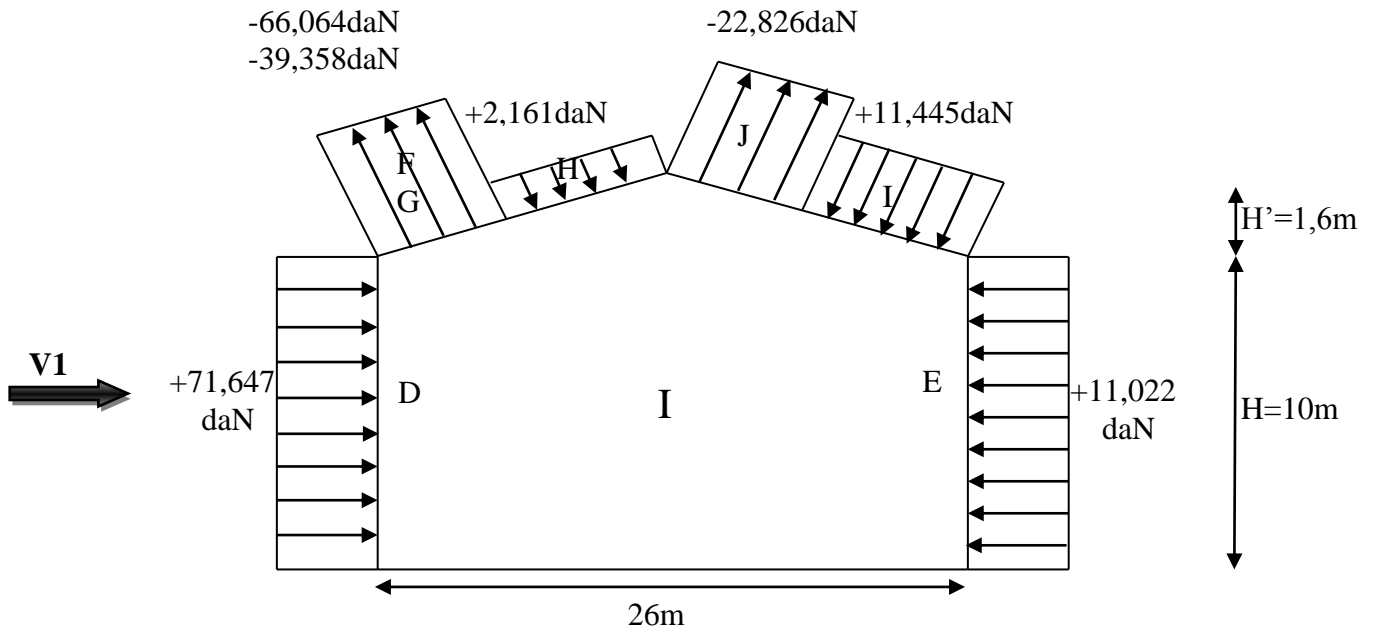
- **Toiture (I) de pente ( $\alpha = 7,012^\circ$ )**

$\mu_p = 1$ , dépression intérieur  $C_{pi} = -0,5$ ; vent de direction V1 (perpendiculaire au Lang-pan),  $\Theta = 0^\circ$

**Tableau III.6:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (I) avec :  $C_{pi} = -$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	0,90	70,650	-1,539	-0,5	-1,039	-73,405	-66,064
G		70,650	-1,119		-0,619	-43,732	-39,358
H		70,650	-0,534		0,034	+2,402	+2,161
I		70,650	-0,320		+0,18	+12,717	+11,445
J		70,650	-0,859		-0,359	-25,363	-22,826

0.5.



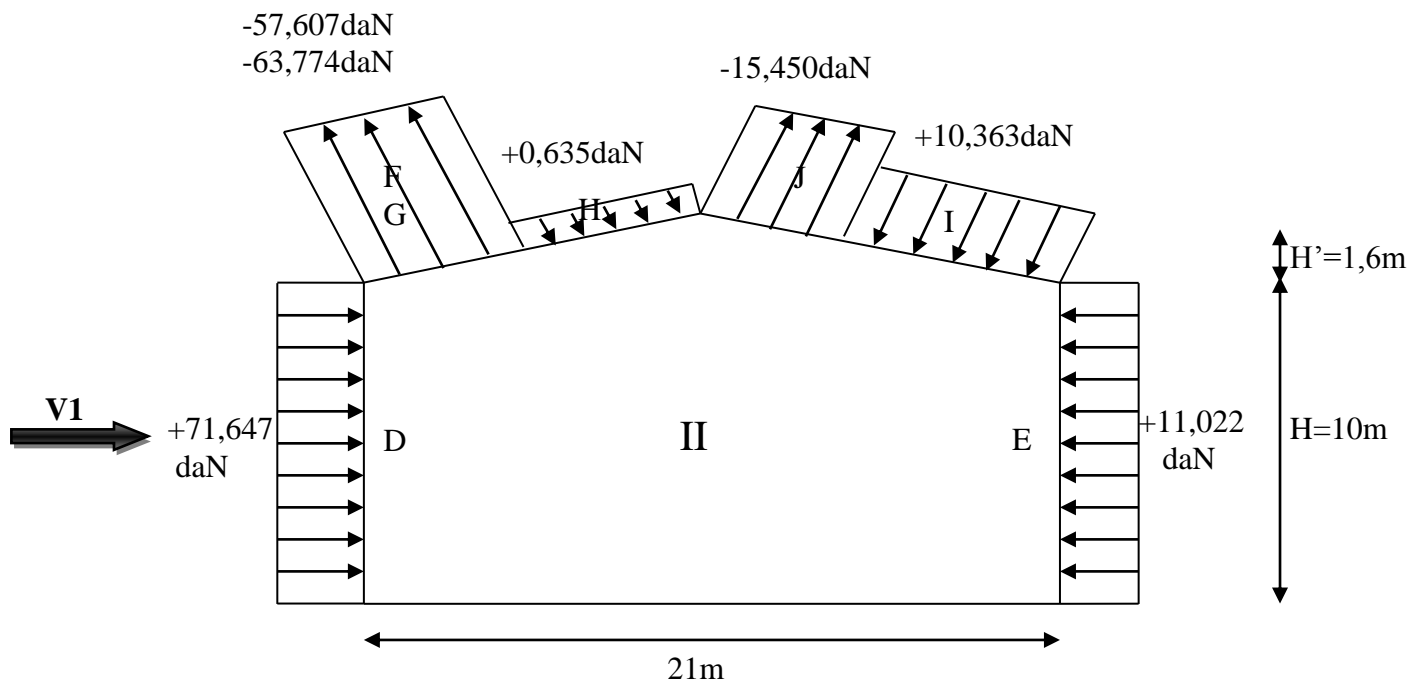
**Figure III.6:** Présentation graphique des pressions sur la toiture « I » direction du vent V1 avec ouvertures ouvertes.

• **Toiture (II) de pente ( $\alpha_2= 8,664^\circ$ )**

$\mu_p=1$ , dépression intérieure  $C_{pi}=-0,5$ ; vent de direction V1 (perpendiculaire au Lang-pan)  $\Theta=0$

**Tableau III.7:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (II) avec :  $C_{pi}=-0.5$ .

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	0,90	70,650	-1,406	-0,5	-0.906	-64,008	-57,607
G		70,650	-1,503		-1.003	-70,861	-63,774
H		70,650	-0,490		+0.010	+0,706	+0,635
I		70,650	-0,337		+0.163	+11,515	+10,363
J		70,650	-0,743		-0.243	-17,167	-15,450



**Figure III.7:** Présentation graphique des pressions sur la toiture « II » direction du vent V1 avec ouvertures ouvertes.

**B) Dépression extérieur**

➤ **Parois verticales** ( $e=23,2m$ ,  $\Theta=0^\circ$ )

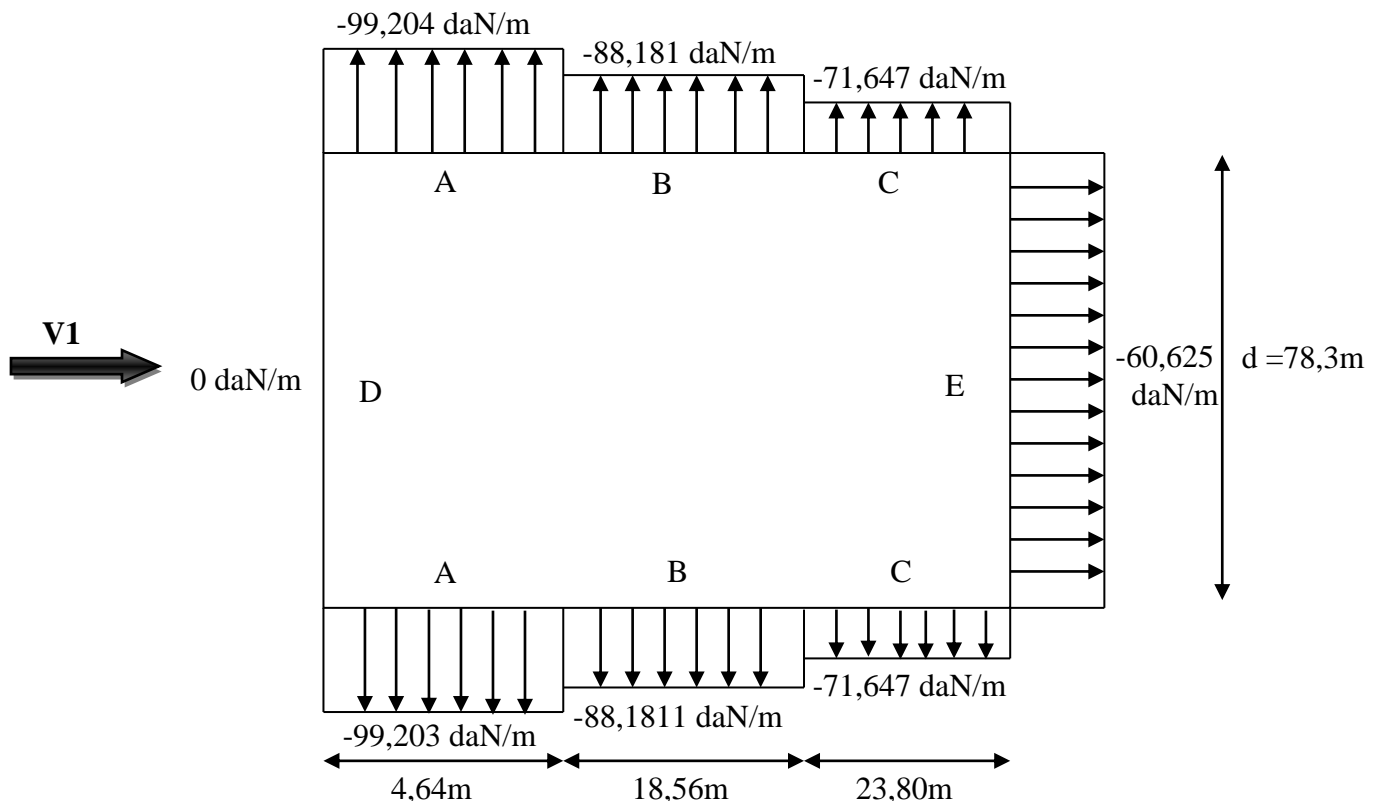
$\mu_p=0$ , dépression extérieur  $C_{pi}=+0,8$  (voir figure 5.15 du RNV A99)

Les pressions  $q_j$  sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$Q_j = C_d \cdot W_j \quad \text{avec :} \quad W_j = q_{dyn}(Z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

**Tableau III.8:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi}=+0,8$ .

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	0,90	61,237	-1	+0,8	-1,8	-110,226	-99,204
B		61,237	-0,8		-1,6	-97,979	-88,181
C		61,237	-0,5		-1,3	-79,608	-71,647
D		61,237	+0,8		0	0	0
E		61,237	-0,3		-1,1	-67,361	-60,625



**Figure III.8:** Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V1 avec ouvertures fermées.

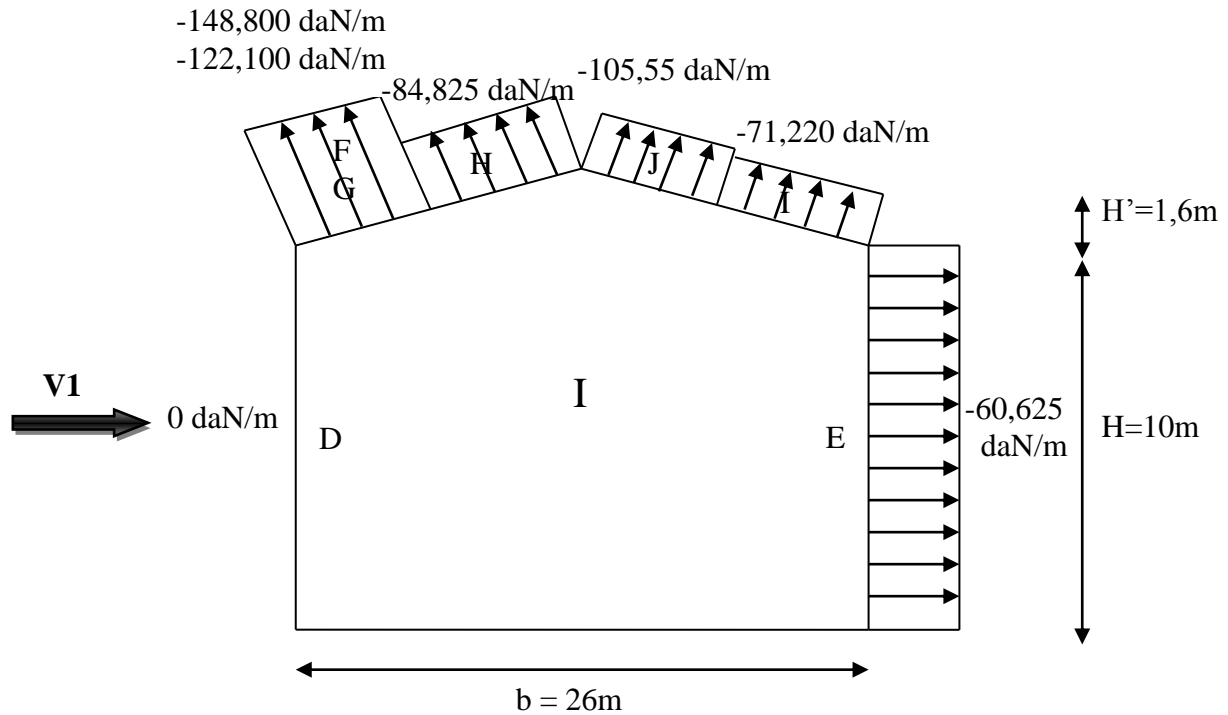
➤ **Toitures**

- **Toiture (I) de pente ( $\alpha_1 = 7,012^\circ$ )**

$\mu_p=0$ , dépression intérieur  $C_{pi}=+0,8$ ; vent de direction V1 (Perpendiculaire au Lang-pan),  $\Theta=0$

**Tableau III.9:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (I) avec :  $C_{pi}= +0,8$ .

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	0,90	70,650	-1,540	+0,8	-2,340	-165,321	-148,800
G		70,650	-1,120		-1,920	-135,650	-122,100
H		70,650	-0,534		-1,334	-94,250	-84,825
I		70,650	-0,320		-1,12	-79,130	-71,220
J		70,650	-0,859		-1,660	-117,280	-105,550



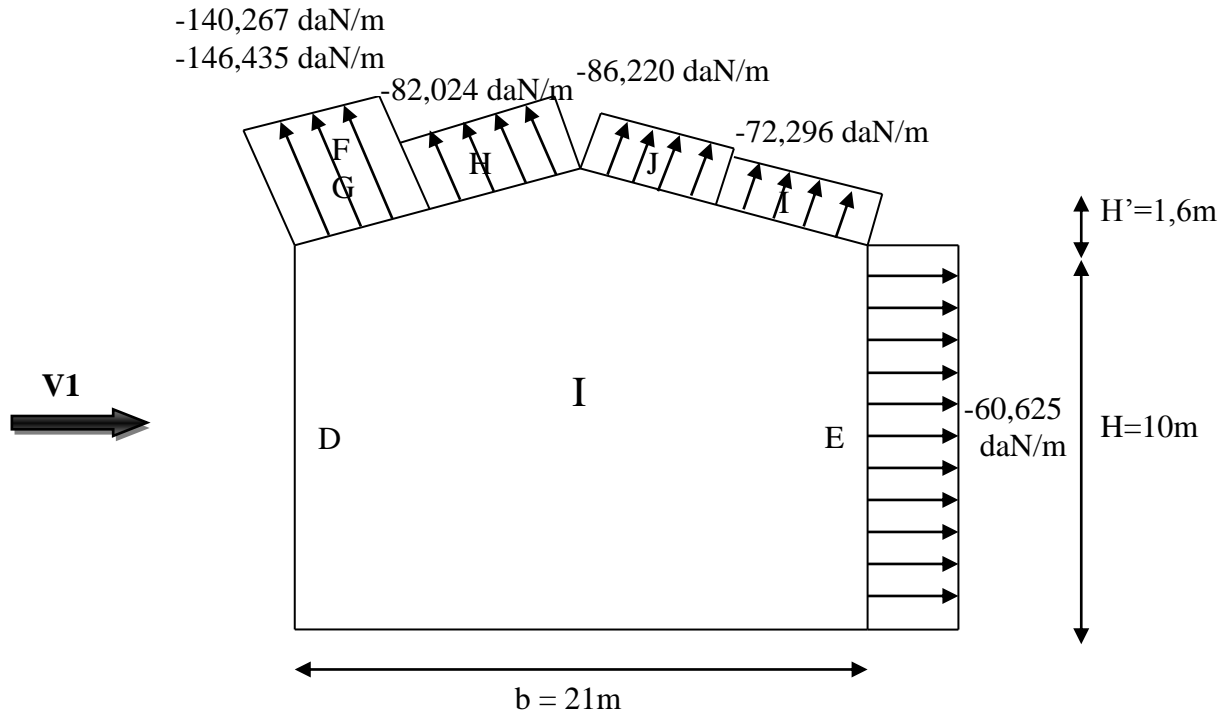
**Figure III.9:** Présentation graphique des pressions sur la toiture « I » direction du vent V1 avec ouvertures fermées.

• **Toiture (II) de pente ( $\alpha_2= 8,664^\circ$ )**

$\mu_p=0$ , dépression intérieur  $C_{pi}=+0,8$ ; vent de direction V1 (Perpendiculaire au Lang-pan),  $\Theta=0$

**Tableau III.10:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (II) avec:  $C_{pi}= +0,8$

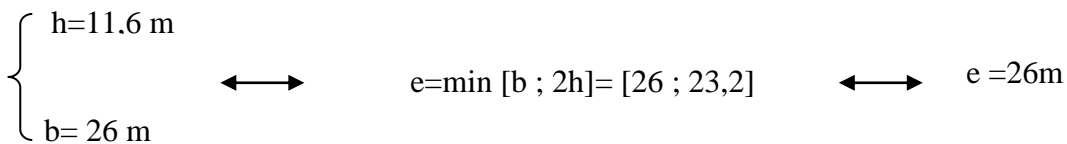
Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	0,90	70,650	-1,406	+0,8	-2,206	-155,853	-140,267
G		70,650	-1,503		-2,303	-162,706	-146,435
H		70,650	-0,490		-1,290	-91,138	-82,024
I		70,650	-0,337		-1,137	-80,329	-72,296
J		70,650	-0,556		-1,356	-95,,801	-86,220



**Figure III.10:** Présentation graphique des pressions sur la toiture é « I » direction du vent V1 avec ouvertures fermées.

c) Calcul des coefficients de pression extérieure ( $C_{pe}$ ) suivant ( $V \perp$  pignon,  $\theta=90^\circ$ )

➤ **Parois verticales :** (Direction du vent V2//au Long-pan).



- Parois « D » au vent  $C_{pe} = +0,8$
- Paroi « E » sous le vent  $C_{pe} = - 0,3$
- $e = \min (b, 2h) = \min (78,3 ; 23,2) \rightarrow e = 23,2m \quad d > e$

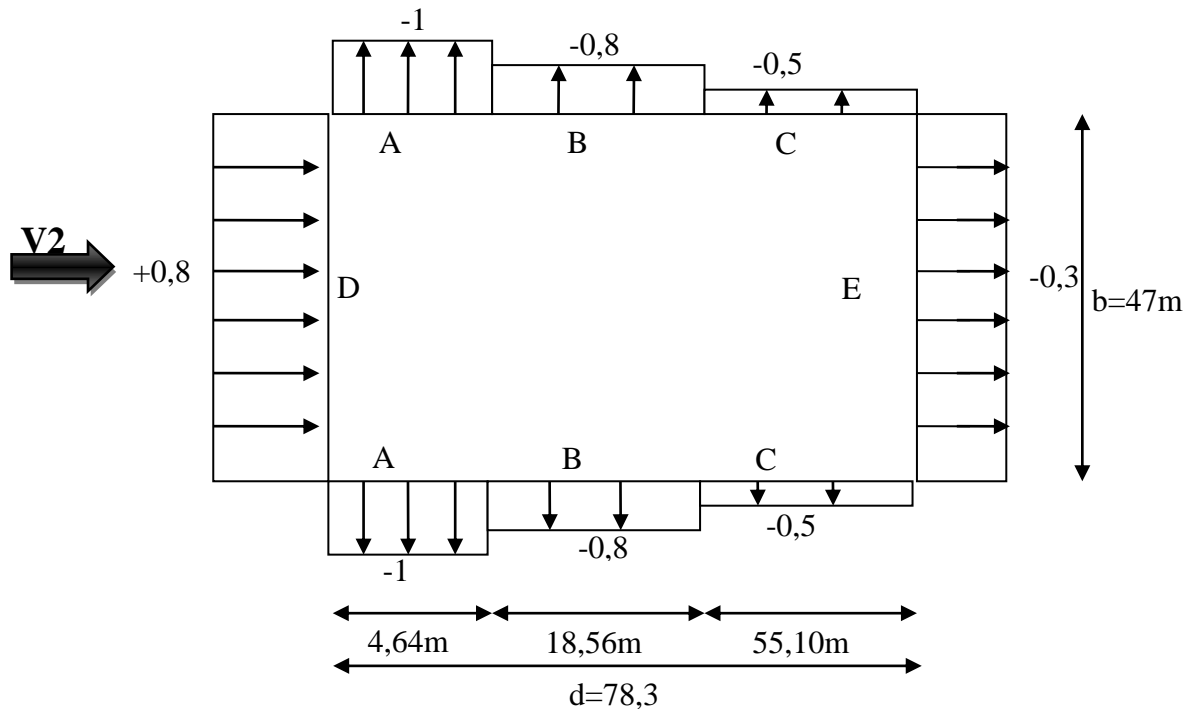
✚ Les valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales directions V2 du vent :

- $\rightarrow$  **Zone A :**  $\frac{e}{5} = \frac{23,2}{5} = 4,64 m \rightarrow C_{pe} = -1.$
- $\rightarrow$  **Zone B :**  $e - \frac{e}{5} = 23,2 - 4,64 = 18,56m \rightarrow C_{pe} = -0,8.$
- $\rightarrow$  **Zone C :**  $d - e = 47 - 23,2 = 23,8m \rightarrow C_{pe} = -0,5.$

Dans ce cas, les coefficients de pression extérieure «  $C_{pe}$  » suivant la direction du vent  $V2$ ,  $\Theta = 90^\circ$ , est donnée dans le Tableau 1.11 ci-dessous :

**Tableau III.11 :** Les coefficients de pression  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de paroi Verticales.

Zones	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3



**Figure III.11:** Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent  $V2$ .

➤ **Versant de toiture**

La toiture est devisée en deux parties :

• **Partie I**

$$\tan \alpha = \frac{1,6}{13} = 0,123 \longrightarrow \alpha_1 = 7,012^\circ$$

Donc l'angle de notre toiture est dans l'intervalle de  $[5^\circ ; 15^\circ] \iff 5^\circ < \alpha_1 = 7,012^\circ < 15^\circ$ .

Avec :  $S_A, B, C, D \text{ et } E > 10 \text{ m}^2 \iff C_{pe} = C_{pe10}$

✚ Par interpolation linéaire :

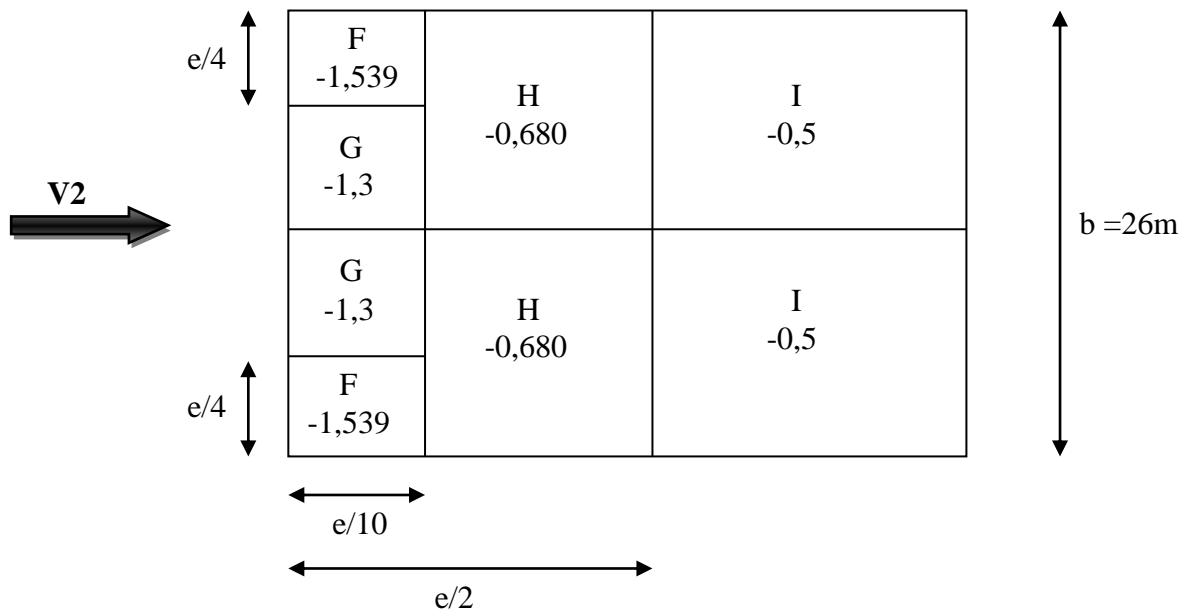
Les valeurs de  $\alpha = 5^\circ$  et celle de  $15^\circ$  :

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



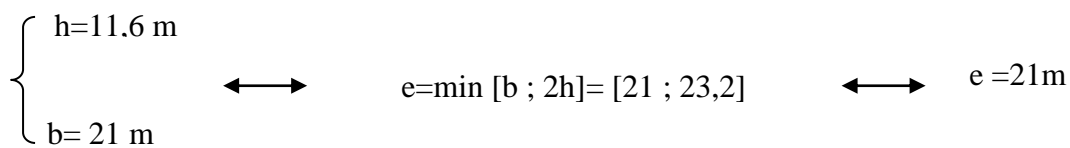
- → **Zone F** :  $C_{pe} = -1,6 + \frac{-1,3 - (-1,6)}{15 - 5} \cdot (7,012 - 5) = -1,539$
- → **Zone G** :  $C_{pe} = -1,3 + \frac{-1,3 - (-1,3)}{15 - 5} \cdot (7,012 - 5) = -1,3$
- → **Zone H** :  $C_{pe} = -0,7 + \frac{-0,6 - (-0,7)}{15 - 5} \cdot (7,012 - 5) = -0,680$
- → **Zone I** :  $C_{pe} = -0,5 + \frac{-0,5 - (0,5)}{15 - 5} \cdot (7,012 - 5) = -0,5$

✚ Avec :  $e/4 = 5,80$  m,  $e/2 = 11,60$  m et  $e/10 = 2,32$  m.



**Figure III.12:** Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent  $V2$ .

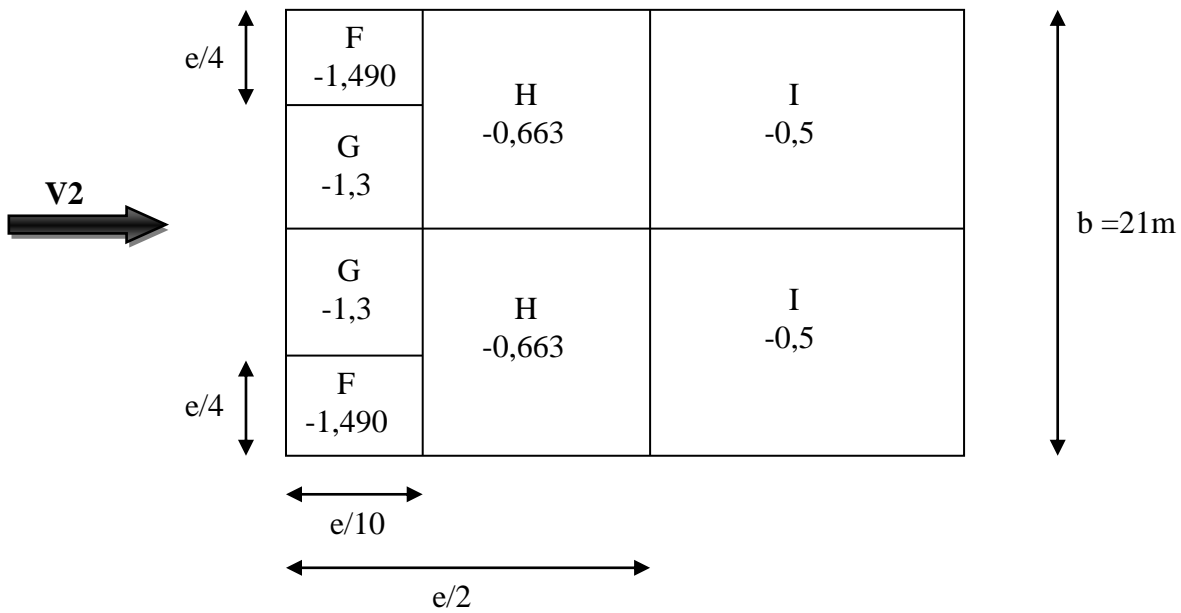
• **Partie II :**



$$\tan \alpha = \frac{1,6}{10,5} = 0,152 \quad \longrightarrow \quad \alpha_2 = 8,664^\circ$$

- → **Zone F** :  $C_{pe} = -1,6 + \frac{-1,3 - (-1,6)}{15 - 5} \cdot (8,664 - 5) = -1,490$ .
- → **Zone G** :  $C_{pe} = -1,3 + \frac{-1,3 - (-1,3)}{15 - 5} \cdot (8,664 - 5) = -1,3$ .
- → **Zone H** :  $C_{pe} = -0,7 + \frac{-0,6 - (-0,7)}{15 - 5} \cdot (8,664 - 5) = -0,663$ .
- → **Zone I** :  $C_{pe} = -0,5 + \frac{-0,5 - (0,5)}{15 - 5} \cdot (8,664 - 5) = -0,5$

Avec :  $e/4 = 4,20$  m,  $e/2 = 10,50$  m et  $e/10 = 2,10$  m.



**Figure III.13:** Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V2.

**d) Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$**

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$  :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous vent et // au vent}}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}} \quad [\text{fig5.15(RNV99)}]$$

**A) Dépression intérieure**

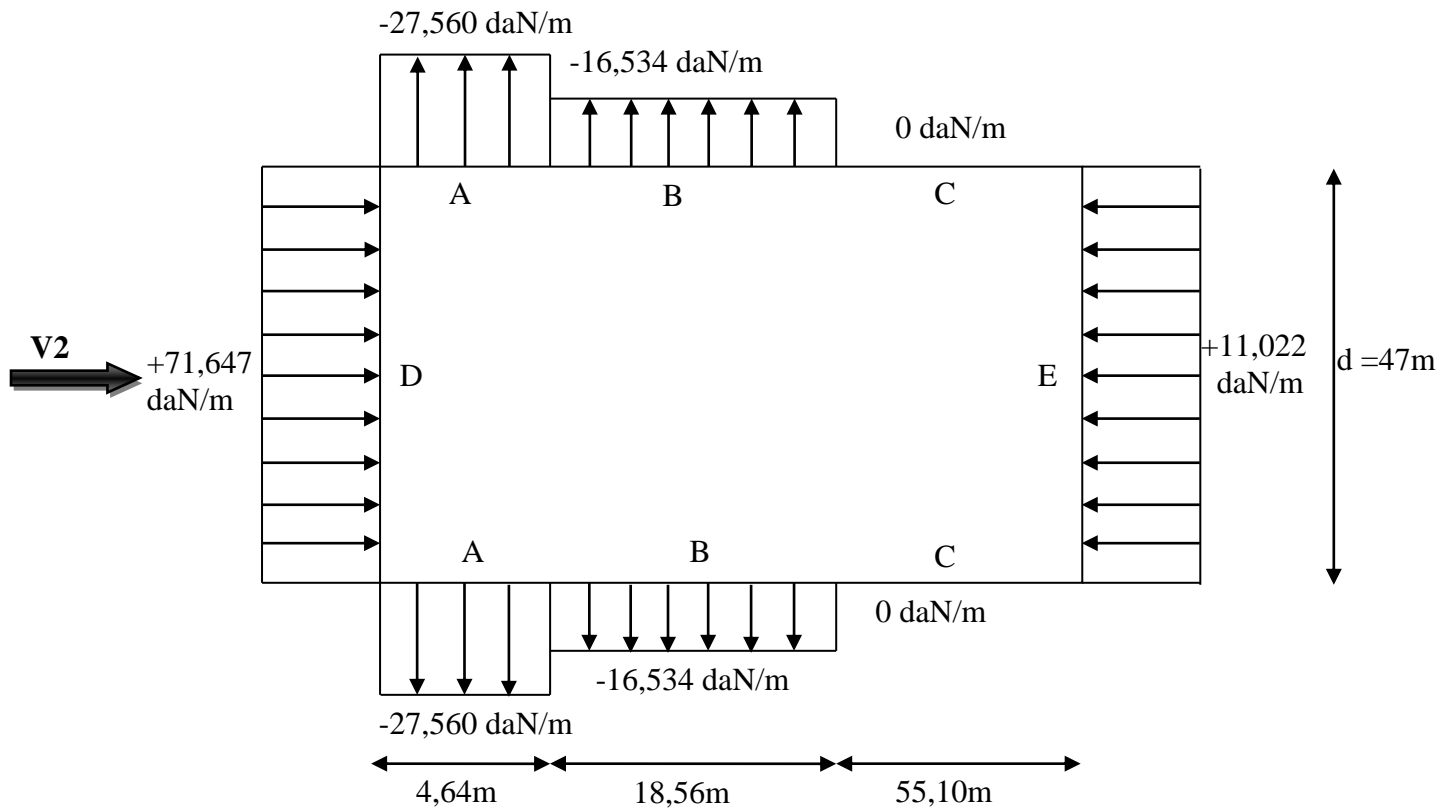
➤ **parois verticales**

$\mu_p=1$ , dépression intérieure  $C_{pi}=-0,5$  (Voir figure 5.15 du RNV A99). Les pressions  $q_j$  sont calculées à l'aide de la formule suivante (formule 2.5) :

$$Q_j = C_d \cdot W_j \quad \text{avec} \quad W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

**Tableau III.12:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = -0,5$ .

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m)
A	0,90	61,237	-1	-0,5	-0,5	-30,618	-27,560
B		61,237	-0,8		-0,3	-18,371	-16,534
C		61,237	-0,5		0	0	0
D		61,237	+0,8		+1,3	79,608	71,647
E		61,237	-0,3		0,2	12,247	11,022



**Figure III.14:** Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V2 avec ouvertures ouvertes.

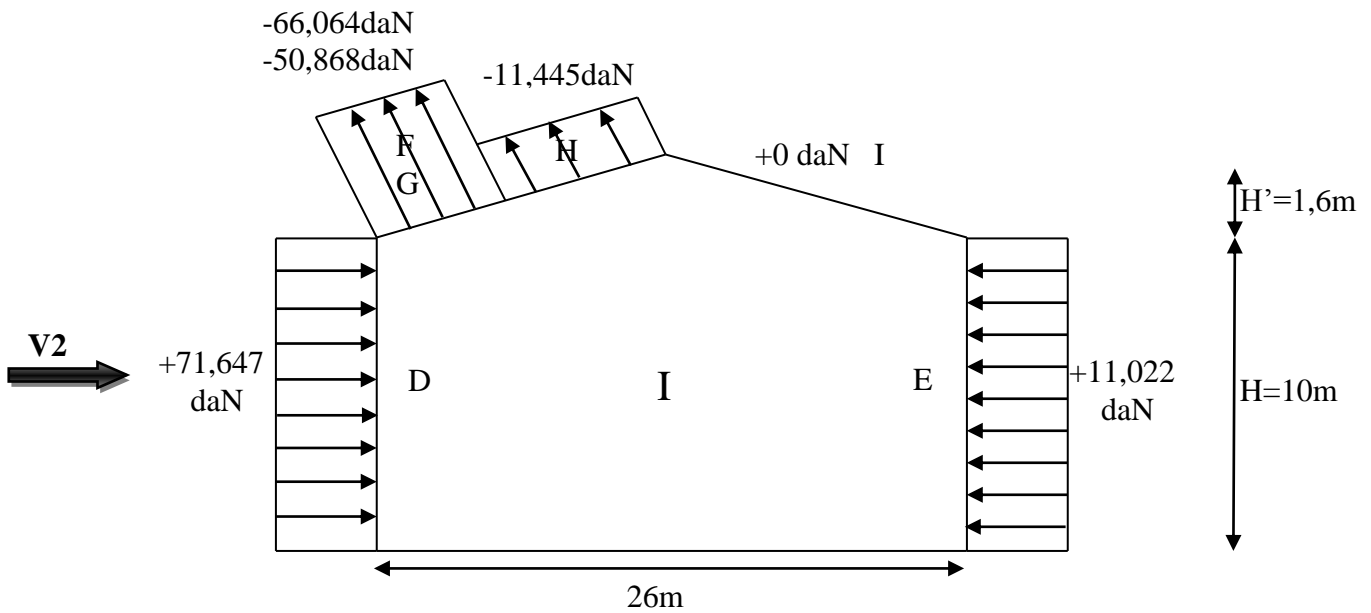
➤ **Toitures**

- **Toiture (I) de pente ( $\alpha = 7,012^\circ$ )**

$\mu_p = 1$ , dépression intérieur  $C_{pi} = -0,5$ ; vent de direction V2 (perpendiculaire au pignon)  $\Theta = 90^\circ$

**Tableau III.13:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (I) avec :  $C_{pi} = -0,5$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m)
F	0,90	70,650	-1,539	-0,5	-1,039	-73,405	-66,064
G		70,650	-1,3		-0,8	-56,520	-50,868
H		70,650	-0,680		-0,180	-12,717	-11,445
I		70,650	-0,5		0	0	0



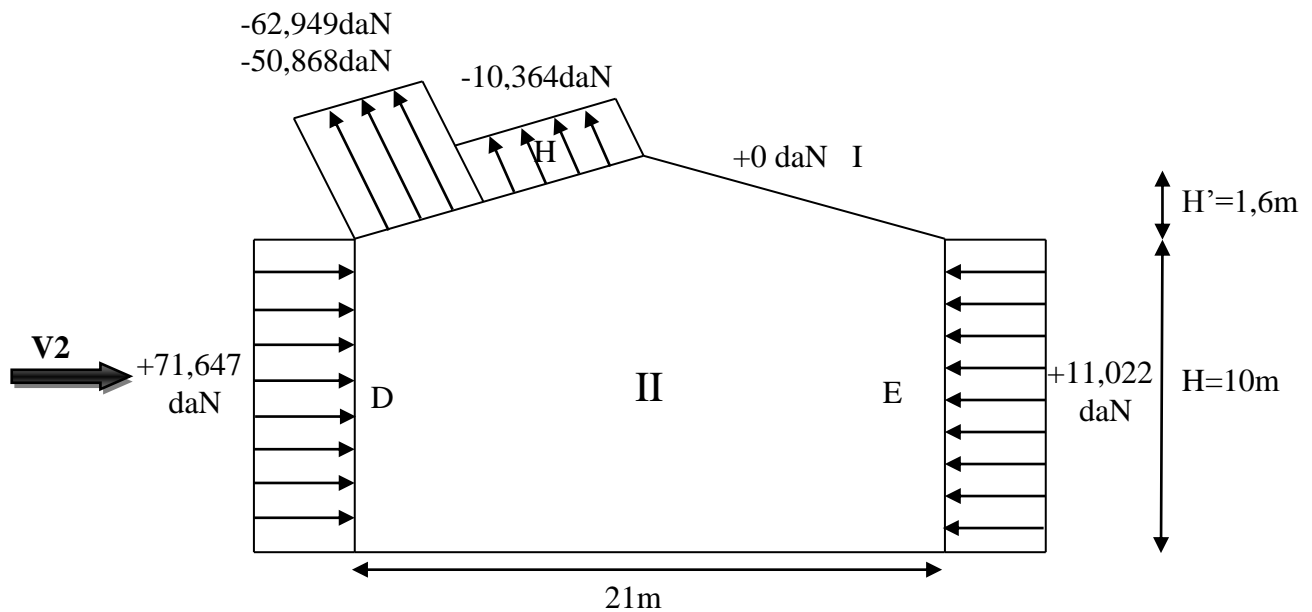
**Figure III.15:** Présentation graphique des pressions sur la toiture « I » direction du vent V2 avec ouvertures ouvertes.

• **Toiture II de pente** ( $\alpha_2= 8,664^\circ$ )

$\mu_p=1$ , dépression intérieur  $c_{pi}=-0,5$ ; vent de direction V1 (perpendiculaire au pignon),  $\Theta=90^\circ$

**Tableau III.13:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (II) avec:  $c_{pi} = -0,5$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m)
F	0,90	70,650	-1,490	-0,5	-0,990	-69,943	-62,949
G		70,650	-1,3		-0,8	-56,520	-50,868
H		70,650	-0,663		-0,163	-11,516	-10,364
I		70,650	-0,5		0	0	0



**Figure III.16:** Présentation graphique des pressions sur la toiture « II » direction du vent V2 avec ouvertures ouvertes.

**B. Dépression extérieur**

➤ **Parois verticales** (e=23,2m,  $\Theta=90^\circ$ )

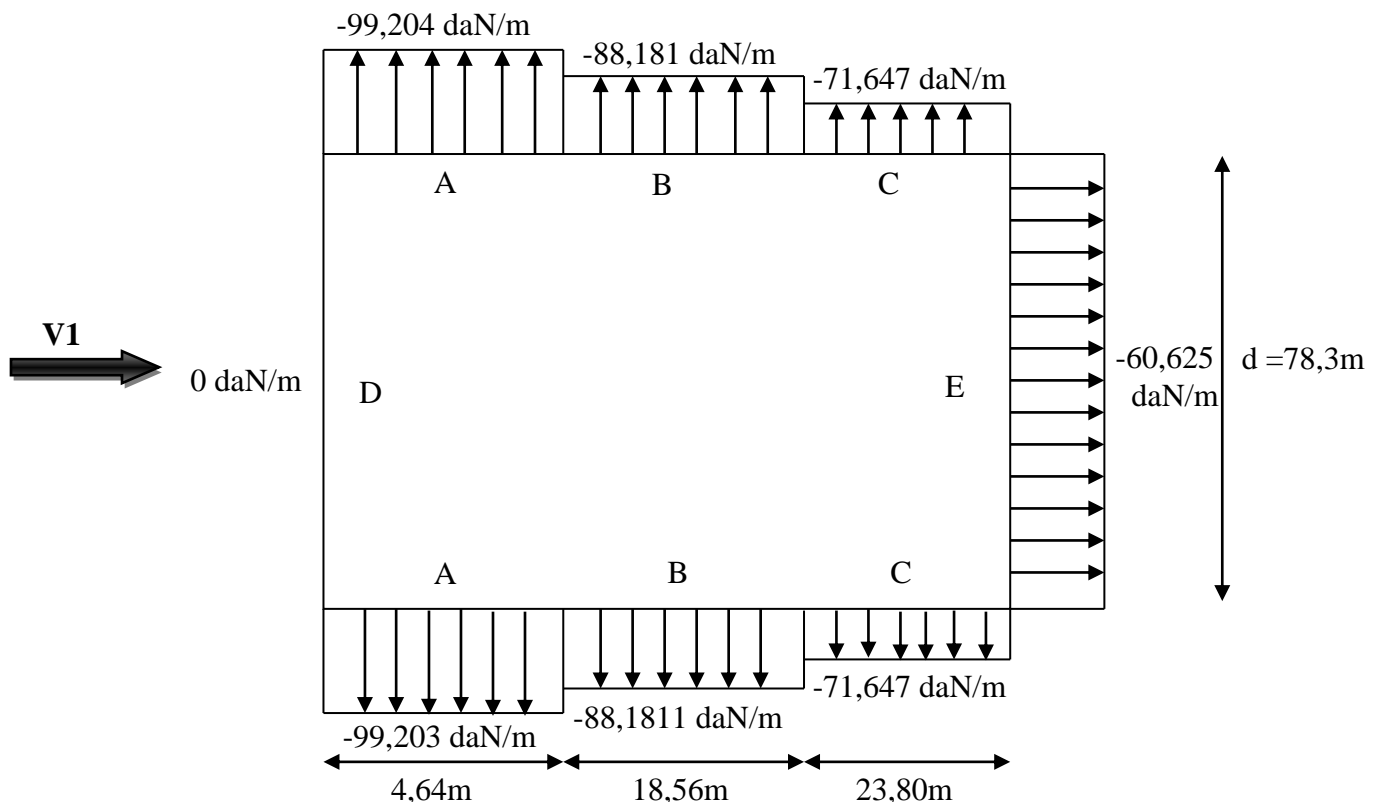
$\mu_p=0$ , dépression extérieur  $C_{pi}=+0,8$  (voir figure 5.15 du RNV A99)

Les pressions  $q_j$  sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$Q_j = C_d \cdot W_j ; \text{ avec } W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

**Tableau III.14:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi}=+0.8$ .

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m)
A	0,90	61,237	-1	+0,8	-1,8	-110,227	-99,204
B		61,237	-0,8		-1,6	-97,979	-88,181
C		61,237	-0,5		-1,3	-79,608	-71,647
D		61,237	+0,8		0	0	0
E		61,237	-0,3		-1,1	-67,361	-60,625



**Figure III.17:** Présentation graphique des pressions sur les parois verticale direction du vent V2 avec ouvertures fermées.

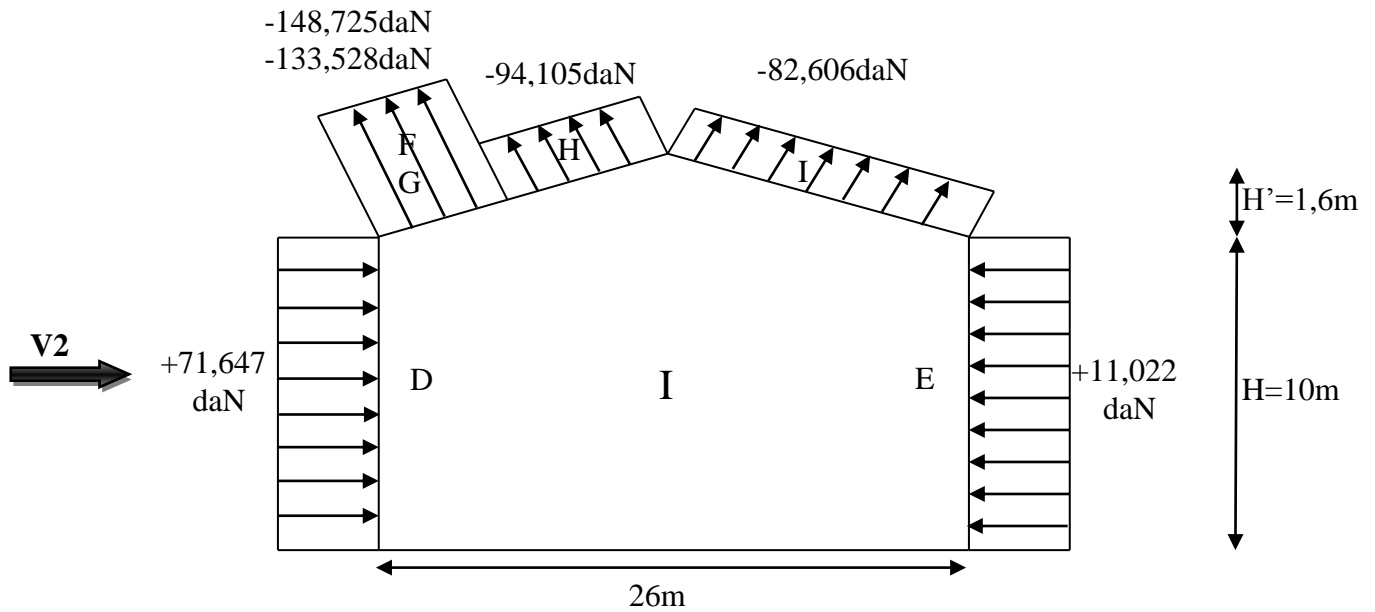
➤ **Toitures**

• **Toiture (I) de pente ( $\alpha = 7,012^\circ$ )**

$\mu_p = 0$ , dépression intérieur  $c_{pi} = +0,8$ ; vent de direction V2 (perpendiculaire au pignon),  $\Theta = 90^\circ$

**Tableau III.15:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (I) avec :  $c_{pi} = +0,8$ .

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m)
F	0,90	70,650	-1,539	+0,8	-2,339	-165,250	-148,725
G		70,650	-1,3		-2,1	-148,365	-133,528
H		70,650	-0,680		-1,480	-114,562	-94,105
I		70,650	-0,5		-1,3	-91,845	-82,660



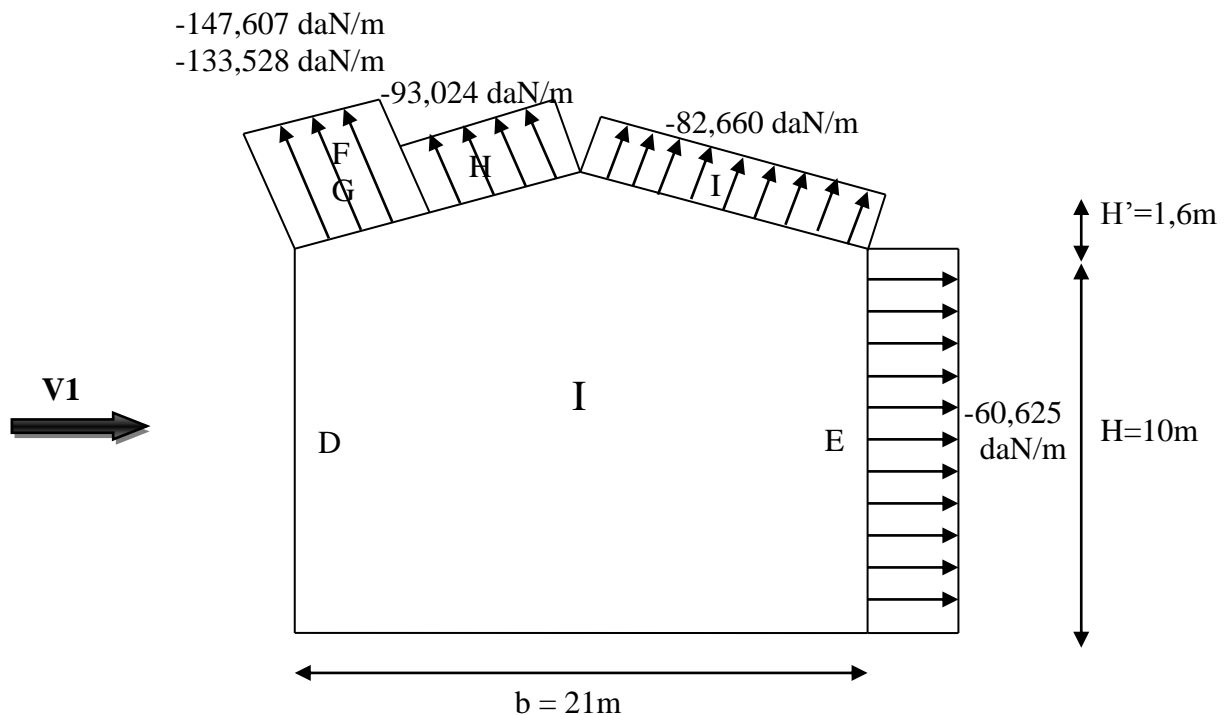
**Figure III.18:** Présentation graphique des pressions sur la toiture « I » direction du vent V2 avec ouvertures fermées.

• **Toiture II de pente ( $\alpha_2= 8,664^\circ$ )**

$\mu_p=0$  dépression intérieur  $c_{pi}=+0,8$ ; vent de direction V1 (perpendiculaire au pignon)  $\Theta=90^\circ$

**Tableau III.15:** Les valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture (II) avec:  $C_{pi}=+0,8$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (daN/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (daN/m)
F	0,90	70,650	-1,490	+0,8	-2,290	-161,788	-147,609
G		70,650	-1,3		-2,1	-148,365	-133,528
H		70,650	-0,663		-1,463	-103,360	-93,024
I		70,650	-0,5		-1,3	-91,845	-82,660



**Figure III.19:** Présentation graphique des pressions sur la toiture « II » direction du vent V2 avec ouvertures fermées.

### III.3 Force de frottement

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit  $d/b \geq 3$ , est  $d/h \geq 3$ .

- $b$  : en (m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- $h$  : en (m) est la hauteur de la construction.
- $d$  : en (m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) * C_{fr} * S_{fr,j}) \quad [N] \quad (\text{formule 2.8}).$$

Ou :

- $j$  : indique un élément de surface parallèle à la direction de vent.
- $Z_j$  : (en m) est la hauteur de centre de l'élément  $j$ .
- $q_{dyn}$  : (en  $N/m^2$ ) est la pression dynamique de vent (cf. § 3).
- $S_{fr,j}$  : (en  $m^2$ ) est l'aire de l'élément de surface  $j$  (cf. § 1.4.4).
- $C_{fr}$  : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$  [tableau 2.1]



Les coefficients de frottement pour la toiture et les parois verticales sont donnés comme suite :

- $C_{fr,j \text{ toiture}} = 0,04$  (ondulations perpendiculaire au vent).
- $C_{fr,j \text{ paroi}} = 0,01$  (ondulations parallèles au vent). [Tableau 2.1RNVA99 P.42].

### III.3.1 Direction du vent (Vent $\perp$ pignon)

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{h} &= \frac{78,3}{11,6} = 6,75 > 3OK \\ \frac{d}{b} &= \frac{78,3}{47} = 1,66 < 3NO \end{aligned} \right\} \text{Les forces de frottement doivent être calculées.}$$

#### a) Calcul de force de frottement

##### ➤ Paroi verticale

- $S_{fr} = (78,3 \times 10) \times 2 = 1566 \text{ m}^2$ .
- $F_{fr} = 61,237 \times 0,01 \times 1566 = 958,971 \text{ daN}$ .

##### ➤ Versant de toiture

$$S_{fr} = \frac{b}{\cos \alpha} d = \left( \frac{26}{\cos 7,012} + \frac{21}{\cos 8,664} \right) \times 78,30 = 3714,606 \text{ m}^2$$

- $S_{fr} = 3714,606 \text{ m}^2$ .
- $F_{fr} = 70,650 \times 0,04 \times 3714,606 = 10497,476 \text{ daN}$ .

### III.3.2 Direction du vent (Vent $\perp$ Lang-pan)

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{h} &= \frac{47}{11,6} = 4,052 > 3OK \\ \frac{d}{b} &= \frac{47}{78,3} = 0,600 < 3NO \end{aligned} \right\} \text{Les forces de frottements Doivent être calcule.}$$

##### ➤ Paroi verticale

- $S_{fr} = (47 \times 10) \times 2 = 940 \text{ m}^2$ .
- $F_{fr} = 61,237 \times 0,01 \times 940 = 575,627 \text{ daN}$ .

##### ➤ Toiture

$$S_{fr} = (47 \times 1,60) \times 2 = 150,4 \text{ m}^2 \text{ (toiture avec acrotère).}$$

$$F_{fr} = 70,650 \times 0,04 \times 150,4 = 425,030 \text{ daN.}$$

### III.3.3 La force de frottement totale

$$F_{fr} = \sum F_{fr} \text{ (toiture) } + F_{fr} \text{ (p. Verticale).}$$

$$F_{fr} = (10497,447 + 958,971) + 425,030 = 11881,477 \text{ daN.}$$

### III.4 Action de la neige

Le règlement RNVA99 a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol, et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

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

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.3.1 \text{ P16 RNVA99})$$

$S_k$  (en  $\text{KN /m}^2$ ): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA99.

#### III.4.1 Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol  $S_k$  est définie par l'unité de surface en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia (Akbou) est située en zone A.

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

$H$  : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

Pour notre site : l'altitude est  $H = 300$  m.

Donc  $S_k = 0.22 \text{ KN/m}^2$ .

#### III.4.2 Neige sur la toiture

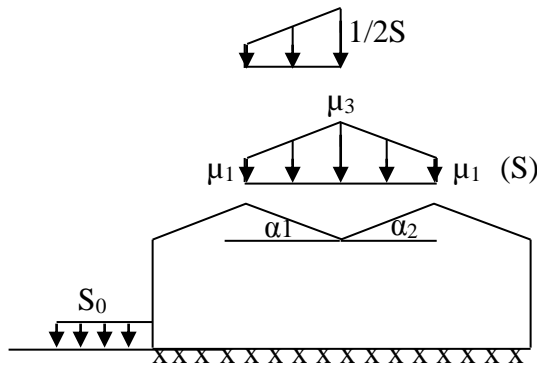
Dans notre projet la toiture à multiple versant, donc le calcul des coefficients de forme se fait comme suit :

$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \quad \alpha = \frac{7,012 + 8,664}{2} = 7,838^\circ$$

$$\alpha = 7,838^\circ \leftrightarrow 0^\circ < \alpha < 30^\circ$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_3 = 0,8 + 0,8 \frac{\alpha}{30} = 1,009 \text{ M.}$$



**Figure II.20 :** Représentation des versants de la toiture

$$S_1 = 0,8 \times 22 = 17,60 \text{ daN/m}^2.$$

$$S_2 = 1,009 \times 22 = 22,198 \text{ daN/m}^2.$$

$$\text{On prend : } S_{\max}(S_1, S_2) = 22,198 \text{ daN/m}^2.$$

### III.4.3 Charge de la neige sur les obstacles

Les obstacles tels que cheminées, barrière à neige, garde corps acrotères, ou autres, doivent être vérifiés sous l'action d'une Force «  $F_s$  » due au glissement d'une masse de neige sur la toiture.

$$F_s = S \cdot b \cdot \sin \alpha \quad (\text{page 15 RNVA99}).$$

**b** : est la distance entre l'obstacle et le faîtage de toiture ( $b = 13\text{m}$ ).

$$\alpha = 7,012^\circ$$

$$F_s = 22,198 \cdot 13 \cdot \sin 7,012 = 35,228 \text{ daN/m.}$$

## **CHAPITRE IV :**

### **Pré dimensionnement des Eléments**

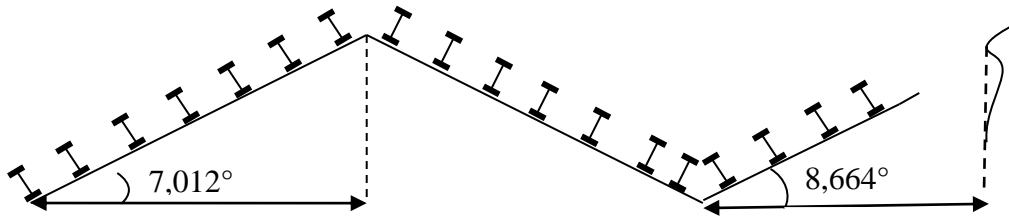
**IV.1 Etude des pannes**

**IV.1.1 Définition**

Les pannes sont des poutres servant d'appuis pour la couverture, elles transmettent ainsi toutes les charges et surcharges appliquées sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Ce sont des éléments disposés parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan des versants et elles sont généralement calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation, et des charges climatiques.

La charge verticale, est décomposée suivant les deux axes principaux de la section des pannes.

Dans notre structure, la panne à étudier est celle dont la pente du versant est de 7,012% & 8,664%.



**Figure IV.1** : Type de panne.

**IV.1.2 Détermination des charges et surcharges**

**i – Les charges permanentes**

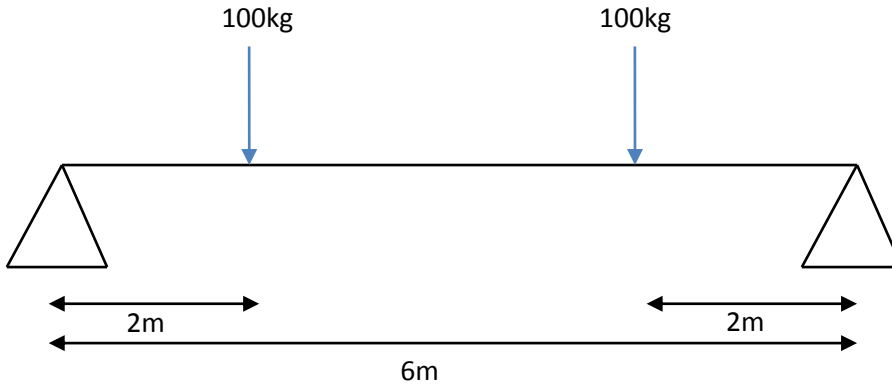
- Poids propre de la couverture TN40.....14.2 kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attache .....5 kg / m<sup>2</sup>
- Poids propre des pannes est estimé a .....12 kg / ml

e : espacement entre les pannes

e = 1.5m

**ii – Surcharge d’entretien P :**

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



**Figure IV.2 :** Schéma statique sous charge d’entretien.

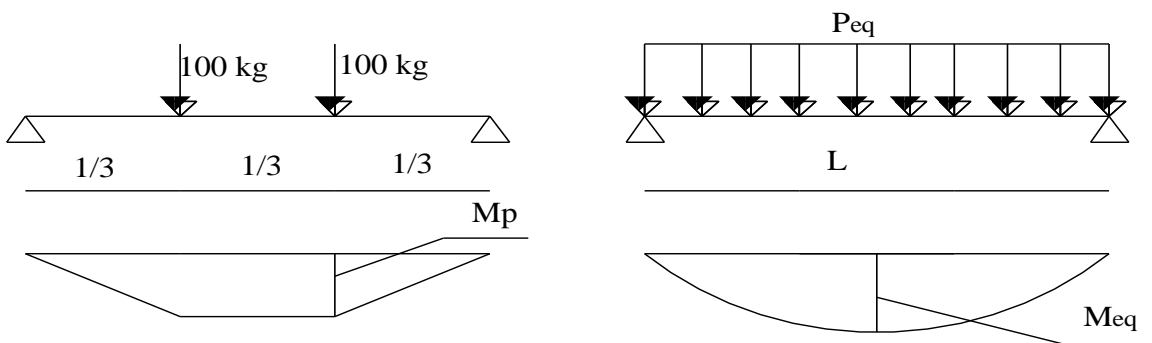
$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m.}$$

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d’entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles  $P_{eq}$ .

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 0,4444 \text{ KN / ml}$$



**Figure IV.3 :** Moment due à la charge d’entretien.

**iii – Surcharge climatique due au vent**

Sollicitation extrême et le cas du vent sur la façade latérale (gauche / droite) avec surpression intérieure  $C_{pi} = +0.8$ , (zone F, G) :

$$q_j = -1,488 \text{ N/m}^2.$$

$$W = -1,488 \text{ N/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = -2.232 \text{ KN/m}.$$

**iv – Surcharge climatique de la neige**

La panne la plus sollicitée est celle située à la crotère :

$$S = 0,35228 \text{ KN/m}^2.$$

$$S = 0,35228 \times 1.5 = 0,528 \text{ KN/ml}.$$

**IV.1.3 Etude de la panne****i – Combinaisons de charge les plus défavorables****a) Les charges et surcharges appliquées**

- $G = [(P_{tol} + P_{accessoire}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha}\right)] + P_{panne}$
- $G = \left[ (14,2 + 5) \times \left(\frac{1.5}{\cos 0,7012}\right) \right] + 12 = 41.017 \text{ Kg / ml}$
- $Q = 0.4444 \text{ KN/m}.$
- $W = -2.232 \text{ KN/m}.$
- $S = 0,528 \text{ KN/ml}.$

**ii – Décomposition de charges**

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,41017 \cos 7,012 = 0,407 \text{ KN/ml}.$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,4444 \cos 7,012 = 0,441 \text{ KN/ml}.$$

$$W_{zz} = -2.232 \text{ KN/ml}.$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,528 \cos 7,012 = 0,524 \text{ KN/ml}.$$

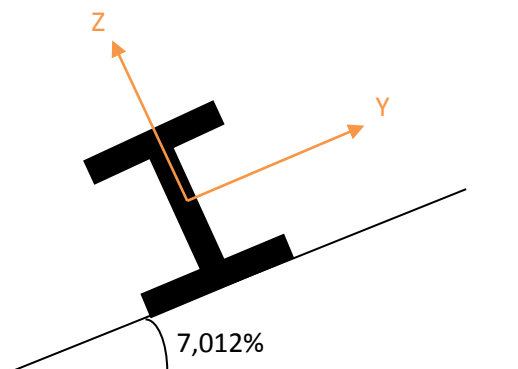
- Suivant l'axe Y-Y

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,41017 \sin 7,012 = 0,050 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,4444 \sin 7,012 = 0,054 \text{ KN/ml.}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml.}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,528 \sin 7,012 = 0,064 \text{ KN/ml.}$$



**Figure IV.4:** Schéma de la panne inclinée.

## ii – Combinaisons d'actions

- ELU :

### Axe Z-Z :

$$1,25(G_{\min} + 1,5 \cdot W_z) = 1,25(0,407 - 1,5 \times 2,232) = -3,676 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,407 + 1,5 \times 0,524 = 1,335 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,407 + 1,5 \times 0,441 = 1,211 \text{ KN/ml.}$$

### Axe Y-Y :

$$1,25(1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot S_y) = 1,25(1,35 \times 0,050 + 1,5 \times 0,064) = 0,203 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,050 + 1,5 \times 0,054 = 0,148 \text{ KN/ml.}$$



- **ELS :**

**Axe Z-Z :**

$$1,25(G_z + W_z) = 1,25(0,407 - 2.232) = -2.281 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z + S_z = 0,407 + 0.524 = 0.931 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z + Q_z = 0,407 + 0,441 = 0.848 \text{ KN/ml.}$$

**Axe Y-Y :**

$$1,25(G_y + S_y) = 1,25(0,050 + 0,064) = 0,142 \text{ KN/ml.}$$

$$G_y + Q_y = 0,050 + 0,054 = 0,104 \text{ KN/ml.}$$

**iii – Prés dimensionnement**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 2.281 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 610,982 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE160**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 869 \text{ cm}^4 \\ I_z = 68,3 \text{ cm}^4 \\ A = 20,1 \text{ cm}^2 \\ h = 16 \text{ cm} \\ G = 15,8 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[ (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times \left( \frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[ (14,2 + 5) \times \left( \frac{1,5}{\cos 7,012} \right) \right] + 15,8 = 44,817 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,44817 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z = 0,44817 \cos 7,012 = 0,444 \text{ KN/ml.}$$

$$G_y = 0,44817 \sin 7,012 = 0,054 \text{ KN/ml.}$$

#### iv – Dimensionnement des pannes

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

##### a) Les combinaisons de calcul

On prenant compte la continuité des pannes.

- ELU :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,25(1,35G_z + 1,5Q_z) \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(1,35 \times 0,444 + 1,5 \times 0,441) = 1,576 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,054 + 1,5 \times 0,054 = 0,154 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + 1,5W) \\ q_y = 1,35G_y + 1,5W \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(0,444 - 1,5 \times 2,232) = -3,630 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,054 + 1,5 \times 0 = 0,073 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,25(1,35G_z + 1,5S_z) \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(1,35 \times 0,444 + 1,5 \times 0,524) = 1,731 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,054 + 1,5 \times 0,064 = 0,169 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

**Détermination des sollicitations :**

- **Moments :**

**Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3,63 \times 6^2}{8} = 16,335 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,073 \times 6^2}{8} = 0,328 \text{ KN.m}$$

**Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,576 \times 6^2}{8} = 7,092 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,154 \times 6^2}{8} = 0,693 \text{ KN.m}$$

**Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,731 \times 6^2}{8} = 7,789 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,169 \times 6^2}{8} = 0,760 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

L'effort tranchant le plus défavorable est sous  $q_z = 1,25(G_z + 1,5W)$  due au vent (voire page précédente).

**Effort tranchant due au vent :**

$$V = \frac{3,63 \times 6}{2} = 10,89 \text{ kN}$$

**a) Vérification à la résistance :**

- **Vérification a l'effort tranchant :**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_z < V_{plz}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

$V_{plz}$  : Effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 20,2 - 2 \times 8,2 \times 0,74 + (0,50 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,150 \text{ kN}$$

• **Sous le vent :**

$$V_Z = 10,890 \text{ kN} < V_{plz} = 119,150 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

**N.B :**  $V < 0,5V_{plz}$  donc pas de réduction pour le moment résistant (interaction V, M).

**EC3 Art 5.4.9**

• **Vérification au déversement :**

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$  EC3 Art 5.5.2 (1)

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  classe 1

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$M_{cr}$  : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

$C_1, C_2, C_3$  : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

K et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective avec :  $K=1$  appui simple,  $K_w=1$  ;

$L=600$  cm ;

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -8\text{cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8\text{cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8\text{cm}$$

$$I_t = 3,60 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 3960 \text{ cm}^6$$

### Sous le vent :

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,30}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3960}{68,30} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 3,60}{3,14^2 \times 68,30} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14,531 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 10^{-6} \cdot 235}{14,531 \times 10^{-3}}} = 1,416 < 0,4$$

Donc il ya risque de diversement.

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{LT}$  du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\chi_{LT} = 0,41 \quad \longrightarrow \quad M_{sdy} = 7,789 \text{ KN.m} < 10,852 \text{ KN.m}$$

$$0,41 \times \frac{124 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1,1} = 10,852 \text{ KN.m}$$

### Sous charge verticale :

$$M_{sdy} = 7,789 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,30}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3960}{68,30} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 3,60}{3,14^2 \times 68,30} + (0,459 \times (+0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (+0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 11,267 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 10^{-6} \cdot 235}{11,267 \times 10^{-3}}} = 1,608 > 0,4$$

Donc il y a risque de diversement

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{LT}$  du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\chi_{LT} = 0,31$$

$$0,31 \times \frac{124 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1,1} = 8,212 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 7,789 \text{ KN.m} < 8,212 \text{ KN.m}$$

Vérfiée

• **Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$N = 0 \Rightarrow \left( \frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1$$

EC03Art 5.4.8.1

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

**Sous le vent :**

$$\left( \frac{7,092}{29,14} \right)^2 + \left( \frac{0,693}{6,1335} \right)^1 = 0,172 \leq 1$$

Vérfiée.

**Sous charge verticale :**

$$\left( \frac{7,789}{29,14} \right)^2 + \left( \frac{0,760}{6,1335} \right)^1 = 0,1953 \leq 1$$

Vérfiée.

**b) Vérfication à L'ELS :**

- **Combinaisons de calcul :** On prenant compte la continuité des pannes.

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + Q_z) \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(0,444 + 0,441) = 1,106KN \\ q_y = 0,054 + 0,054 = 0,108KN \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + W_z) \\ q_y = G_y + W_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(0,054 + (-2,232)) = -2,722KN \\ q_y = 0,054 + 0 = 0,054KN \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + S_z) \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,25(0,444 + 0,524) = 1,210KN \\ q_y = 0,054 + 0,064 = 0,118KN \end{cases}$$

- **Calcul de la flèche :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI_y} \leq \frac{L}{200} \quad \text{et} \quad f_y = \frac{5}{384} \frac{q_y \cdot l^4}{EI_z} \leq \frac{L}{200}$$

**Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,281 \cdot 10^{-2} \cdot (600)^4}{869,2 \cdot 1 \cdot 10^4} = 2,109cm \leq \frac{L}{200} = 3cm \quad \text{Vérfiée}$$

**Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,142 \cdot 10^{-2} \cdot (600)^4}{68,30 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^4} = 1,67cm < \frac{L}{200} = 3cm \quad \text{Vérfiée}$$

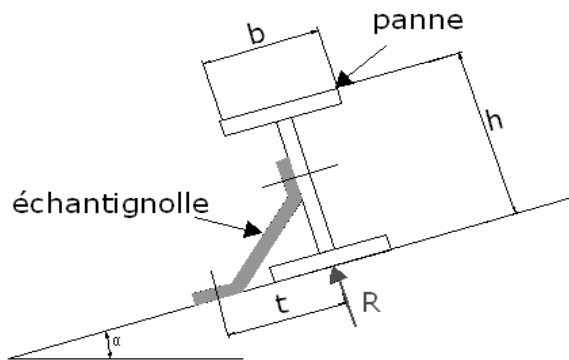
Sous chargement vertical et horizontal, la flèche est vérifiée, donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE160**.

**IV.1.4 – Calcul de l'échantignolle**

**a) Introduction**

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

**b) Dimensionnement de l'échantignolle**



**Figure IV.8:** Echantignolle.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

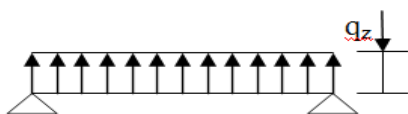
Dans notre cas ; **IPE160**  $\Rightarrow \begin{cases} b = 8,2cm \\ h = 16cm \end{cases}$

$$8,2 \leq t \leq 12,3cm$$

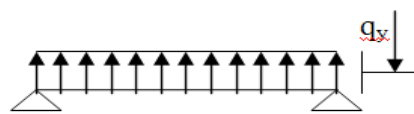
Soit t = 10cm.

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement dû au chargement sur tout avec l'effort de vent de soulèvement.

OÙ :  $M_r = R_1(z).t + R_2(y) \frac{h}{2}$ .



$$R_1 = q_z \cdot L/2$$



$$R_1 = q_y \cdot L/2$$



Figure IV.9 : schéma statique des charges appliquées.

c) Détermination des sollicitations• Calcul des réactions

L'échantillon reprend 02 pannes, donc la réaction sera doublée.

Sous le poids propre :

$$G = [(14,2+5) \times \frac{1,5}{\cos 7,012}] + 15,8 = 0,4817 \text{KN/ml}$$

$$G_z = G \cdot \cos \alpha = 0,444 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = G \cdot \sin \alpha = 0,054 \text{KN/ml}$$

$$R_{zG} = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 0,444 \times 6 = 2,664 \text{KN}$$

$$R_{yG} = \frac{2 \times q \cdot l}{2} = 0,054 \times 6 = 0,324 \text{KN}$$

Sous le vent :

$$R_v = 2 \cdot R = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 2 \cdot \frac{(-2,232) \cdot 6}{2} = -13,392 \text{KN}$$

$$V_z = R_{zG} + 1,5 R_v = 2,664 - 1,5 \cdot 13,392$$

$$\Rightarrow V_z = -17,424 \text{KN}$$

$$V_y = 1,35 R_{yG} = 0,437 \text{KN}$$

$$\Rightarrow V_y = 0,878 \text{KN}$$

Sous la neige :

$$R_{zs} = \frac{2 \cdot S \cdot l}{2} \cos 7,012^\circ = 3,120 \text{KN} \quad \text{Avec } S = 0,524 \text{ Kn/m.}$$

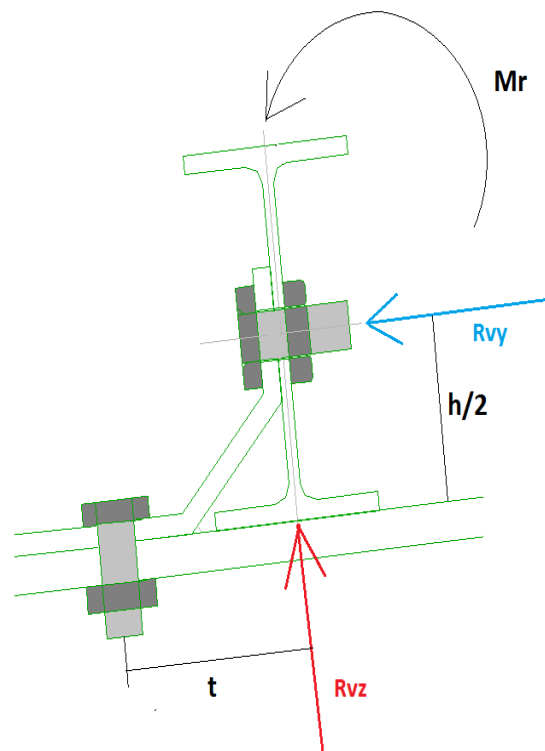
$$R_{ys} = \frac{2 \cdot S \cdot l}{2} \sin 7,012^\circ = 0,383 \text{KN}$$

$$V_z = 1,35 R_{zG} + 1,5 R_{zs} = 1,35 \cdot 2,664 + 1,5 \cdot 3,120$$

$$\Rightarrow V_z = 8,276 \text{KN}$$

$$V_y = 1,35 R_{yG} + 1,5 R_{ys} = 1,35 \cdot 0,324 + 1,5 \cdot 0,383$$

$$\Rightarrow V_y = 1,012 \text{KN}$$



**Figure IV.10:** Schéma statique de l'échantignolle.

**Sous charge d'exploitation :**

$$R_{zQ} = \frac{2}{2} q.l \times \cos \alpha = 0,444.6 \times \cos 7,012$$

$$R_{zQ} = 2,644 \text{ KN}$$

$$R_{yQ} = \frac{2}{2} q.l \times \sin \alpha = 0,444.6 \times \sin 7,012$$

$$R_{yQ} = 0,325 \text{ KN}$$

$$V_z = 1,35R_{zG} + 1,5R_{zQ} = 1,35.2,664 + 1,5.2,644$$

$$\Rightarrow V_z = 7,562 \text{ kN}$$

$$V_y = 1,35R_{yG} + 1,5R_{yQ} = 1,35.0,324 + 1,5.0,325$$

$$\Rightarrow V_y = 0,925 \text{ kN}$$

- **Moment de renversement**

**Dû au vent**

$$M_R = V_z.t + V_y.(h/2)$$

$$M_R = +17,424.0,12 + 0,878.0,08$$

$$\Rightarrow M_R = +2,161 \text{ KN.m}$$

- **Epaisseur de l'échantignolle**

Le moment de renversement est celui dû au vent :

$$M_R = 2,161 \text{ KN.m}$$

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow$$

$$W_{el} \geq \frac{2,161 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{23,5} = 10,115 \text{ cm}^3$$



Figure IV.11 : Dimensions de l'échantignole.

**b** : Longueur de l'échantignolle.

On a :  $W_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6}$  section rectangulaire  $\rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{b}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 10,115}{20}} = 1,741 \text{ cm}$

→ On adopte un échantignole d'épaisseur  $e = 2 \text{ cm}$ .

**Remarque :**

L'assemblage de la panne sur l'échantignole ainsi que ce dernier sur la membrure supérieure, sera étudié au chapitre VIII calcul des assemblages.

**IV.2 Calcul des fermes**

**IV.2.1- Introduction**

Les fermes sont des poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par des barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblées entre elles selon des triangles, elles sont composées:

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

Hypothèses de calcul :

- Les barres sont considérés comme rigides et indéformables. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- les barres sont considérées comme articulées aux nœuds car il est difficile de réaliser un bon encastrement à cause des efforts surabondants dans les membrures.
- Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds où elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures sollicitant le système.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.

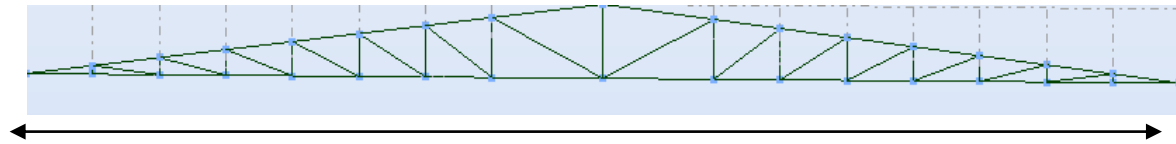
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système sont appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement dans les barres (compression, traction).

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement :  $G+1,5W_s$
- Cas de dépression :  $G+1,5W_d$
- Cas de la neige seule:  $1,35G+1,5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 26m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes.



**Figure IV.12:** Schéma statique de la ferme à étudier.

#### IV.2.2 Détermination des forces revenantes à la ferme

##### ❖ Ferme intermédiaire

On a des fermes sous forme triangulée de 26 m de longueur supportant 18 pannes.

L'entre axes horizontal des pannes est d'environ 1,5 m.

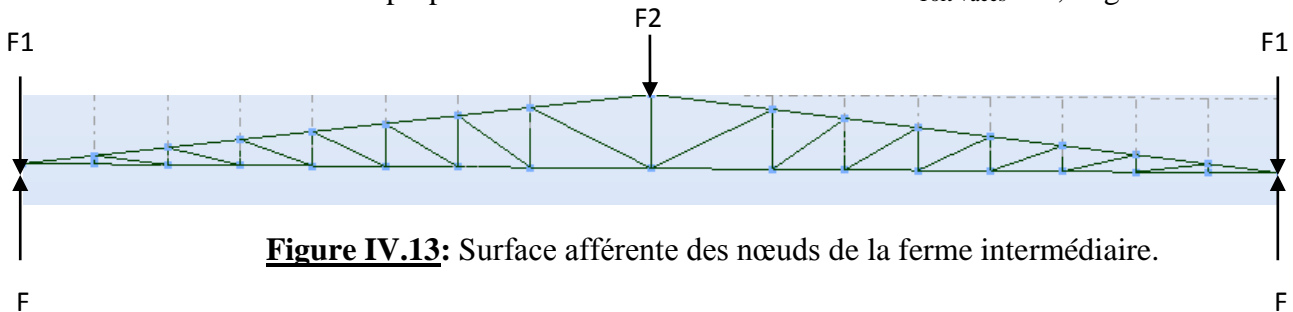
L'entre axe des fermes est de 6 m

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

##### i. Détermination des forces revenantes à la ferme

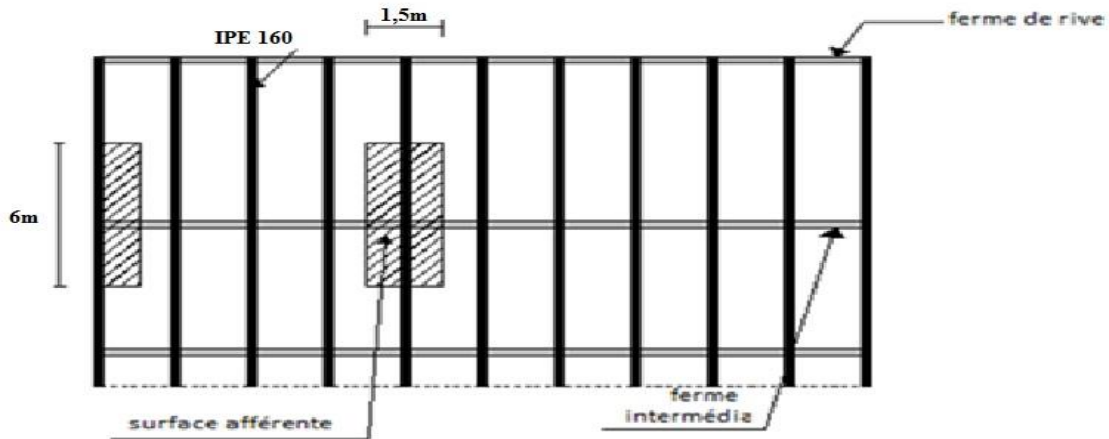
###### Poids propre :

- ❖ Poids propre forfaitaire de la ferme ..... $G_f=18Kg/m$ .
- ❖ Poids propre pannes(IPE160) ..... $G_{PP}= 15,8Kg/m$ .
- ❖ Poids propre de la toiture et accessoires ..... $G_{Toit+accs}=19,2Kg/m^2$ .



**Figure IV.13:** Surface afférente des nœuds de la ferme intermédiaire.

**i – Calcul des charges revenant a chaque nœud**



**Figure IV.14:** Surface afférente des nœuds de la ferme intermédiaire.

**a) Nœud intermédiaire**

$S=1,5 \times 6= 9m^2.$

❖ **Poids propre**

- La couverture (les panneaux TL75P) + accessoires de pose..... $0,192 \times 9=1,728KN$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 6=0,948 KN$
- La ferme (poids forfaitaire) ..... $0,18 \times 9=1,62KN$
- Les contreventements (la moyenne contreventement pour halls est de 3 à 5 Kg/m<sup>2</sup>) ... $0,04 \times 9=0,360KN$
- TOTAL.....**4,656 KN**

❖ **Surcharges climatiques**

**Surcharges du vent**

Vent sur la façade latérale (gauche/droite) pour  $C_{pi}=0,8$  ; La zone F dont

$q_j = -1,488KN/m^2$  On appliquera ce chargement pour tous les nœuds.

$W_s=q_j \times S = -1,488 \times 9 = -13,392 KN.$

$W_d= q_j \times S = -0,660 \times 9 = -5,94KN.$

**Surcharges de la neige**

$S_{\max} = 0,524\text{KN/m}^2$  ; On prend le cas le plus défavorable.

La surface revenant à chaque nœud est de  $9\text{m}^2$

Donc  $S=0,524 \times 9 = 4,716\text{KN}$

**a) Nœud de rive**

$S = 6.0,75=4,50 \text{ m}^2$

**❖ Poids propre**

- Couverture (les pan TL75P) + acc de pose ..... $0,192 \times 4,50=0,864\text{KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 6=0,948 \text{ KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) ..... $0,18 \times 4,50=0,810\text{KN}$
- Contreventements (la moyenne contreventement pour halls est de 3 à 5 Kg/m<sup>2</sup>).. $0,04 \times 4,50=0,180\text{KN}$
- TOTAL..... **$2,802\text{KN}$**

**Surcharges du vent**

Le vent sur la façade latérale (gauche/droite) pour  $C_{pi}=+0,8$  ; La zone F dont :

$q_j = -1,488\text{KN/m}^2$  On appliquera ce chargement pour tous les nœuds.

$W_s = q_j \times S = -1,488 \times 4,50 = -4,362\text{KN}$ .

$W_d = q_j \times S = -0,660 \times 4,50 = -2,970\text{KN}$ .

**Surcharges de la neige**

$S_{\max} = 0,524\text{KN/m}^2$  ; On prend le cas le plus défavorable.

La surface revenant à chaque nœud est de  $4,50\text{m}^2$

Donc  $S=0,524 \times 4,50 = 2,358\text{KN}$ .

**ii – Calcul des forces selon les combinaisons de charges****a) Nœud intermédiaire****• Soulèvement :**

$F=G+1,5W_s = 4,656+1,5. (-13,392) = -15,432\text{KN}$ .

- **Dépression :**

$$F=G+1,5W_d= 4,656+1,5. (-5,940) =-4,254\text{KN.}$$

- **Neige :**

$$F=1,35G+1,5S= 1,35\times(4,656) +1,5\times4,716 =13,360\text{KN.}$$

b) **Nœud de rive :**

- **Soulèvement :**

$$F= G+1,5W_s= 2,802+1,5.(-4,362) = - 3,741 \text{ KN.}$$

- **Dépression :**

$$F=G+1,5W_d= 2,802+1,5.(-2,970) =-1,653\text{KN.}$$

- **Neige :**

$$F=1,35G+1,5S= 1,35\times(2,802) +1,5\times2,358= 7,320\text{KN.}$$

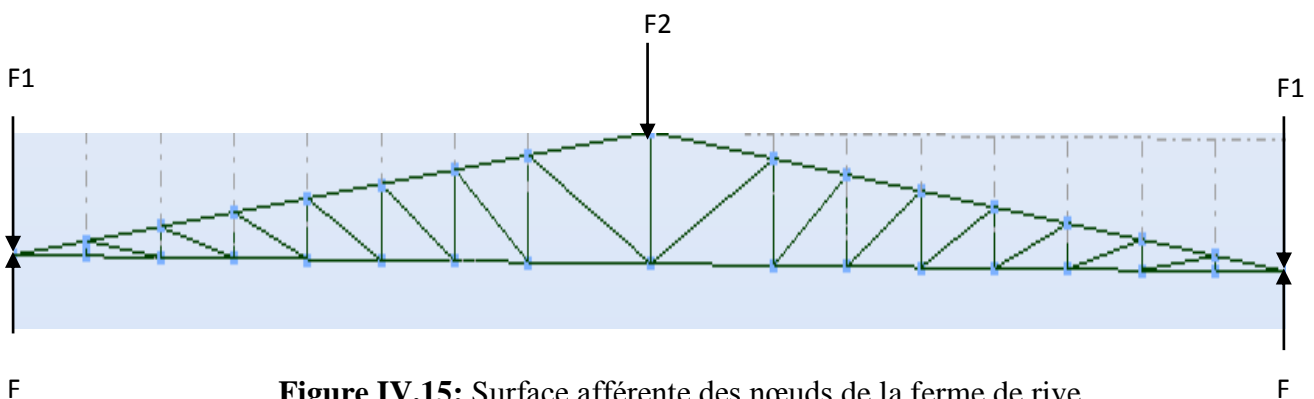
- ❖ **Ferme de rive :**

Les fermes sont sous forme triangulaire de 26m de longueur supportant 18pannes.

L'entre axes horizontal des pannes est d'environ 1,5 m.

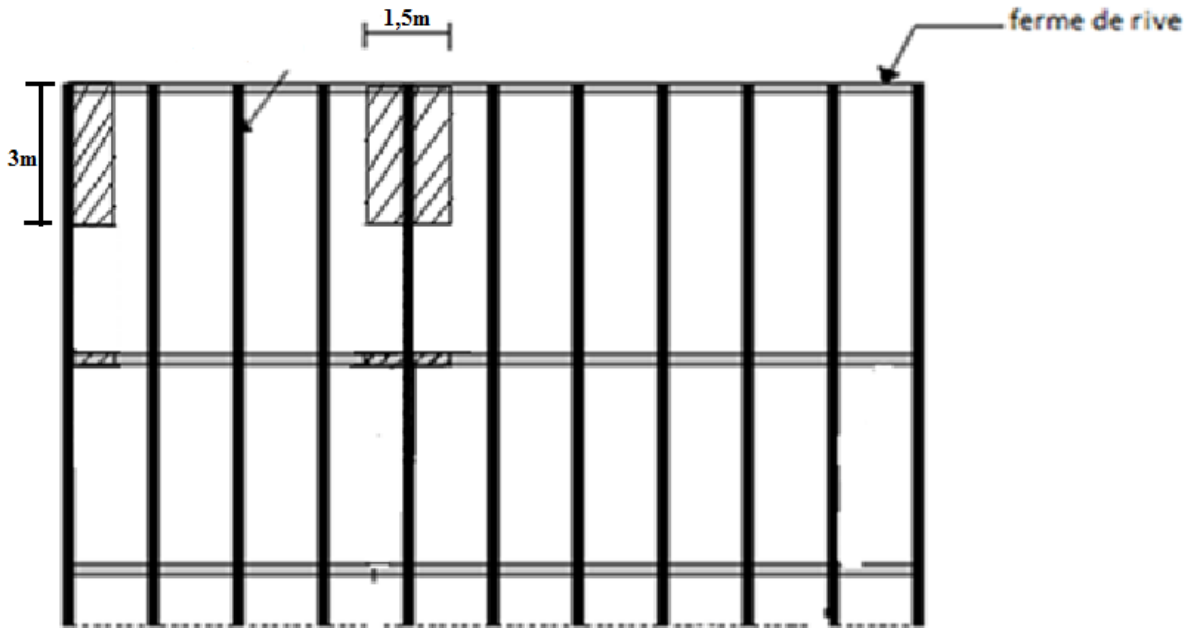
L'entre axe des fermes est de 6 m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).



**Figure IV.15:** Surface afférente des nœuds de la ferme de rive.

iii – Calcul des charges revenant a chaque nœud



**Figure IV.16:** Surface afférente des nœuds de la ferme de rive.

a) Nœud intermédiaire :

$$S=1,5 \times 3= 4,5\text{m}^2$$

❖ Poids propre :

- La couverture (les panneaux TL75P) + accessoires de pose..... $0,192 \times 4,5=0,8640\text{KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 3=0,476 \text{ KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) ..... $0,18 \times 4,5=0,810\text{KN}$
- Les contreventements (la moyenne contreventement pour halls est de 3 à 5 Kg/m<sup>2</sup>)... $0,04 \times 4,5=0,180\text{KN}$
- TOTAL..... **$2,330\text{KN}$**

❖ Surcharges climatiques

• Surcharges du vent

Le vent sur la façade latérale (gauche/droite) pour  $C_{pi}=+0,8$  ; La zone F dont

$q_j = -1,488 \text{ KN/m}^2$  On appliquera ce chargement pour tous les nœuds.

• Soulevement:

$$W_s = q_j \times S = -1,488 \times 4,5 = -6,696 \text{ KN}$$



- **Depression:**

$$W_d = q_j \times S = -0,660 \times 4,5 = -2,97 \text{ KN}$$

**Surcharges de la neige**

$S_{\max} = 0,524 \text{ KN/m}^2$  ; On prend le cas le plus défavorable.

La surface revenant à chaque nœud est de  $2,25 \text{ m}^2$

Donc  $S = 0,524 \times 4,5 = 2,358 \text{ KN}$

**b) Nœud de rive**

$$S = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ m}^2$$

❖ **Poids propre :**

- Couverture (les pan TL75P) + acc de pose..... $0,192 \times 2,25 = 0,432 \text{ KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 3 = 0,474 \text{ KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) ..... $0,18 \times 2,25 = 0,405 \text{ KN}$
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m<sup>2</sup>) ..... $0,04 \times 2,25 = 0,090 \text{ KN}$
- TOTAL.....**1,401 KN**

**Surcharges du vent**

- **Soulèvement :**

$$W_s = q_j \times S = -1,488 \times 2,25 = -3,348 \text{ KN.}$$

- **Dépression**

$$W_d = q_j \times S = -0,660 \times 2,25 = -1,498 \text{ KN.}$$

**Surcharges de la neige**

$S_{\max} = 0,524 \text{ KN/m}^2$  ; On prend le cas le plus défavorable.

La surface revenant à chaque nœud est de  $2,25 \text{ m}^2$

$$S = 0,524 \times 2,25 = 1,179 \text{ KN.}$$

**iv – Calcul des forces selon les combinaisons de charges**

**a) Nœud intermédiaire**

**Surcharges du vent**

- **Soulèvement :**

$$F=G+1,5W_s = 2,330+1,5(-6,696) = -7,714\text{KN.}$$

- **Dépression:**

$$F=G+1,5W_d = 2,330+1,5(-2,970) = -2,125\text{KN.}$$

**Neige**

$$F=1,35G+1,5S = 1,35 \times (2,330) + 1,5 \times 2,358 = 6,682\text{KN}$$

b) **Nœud de rive****Surcharges du vent**

- **Soulèvement :**

$$F= G+1,5W = 1,401+1,5(-3,348) = - 3,621 \text{ KN}$$

- **Dépression :**

$$F=G+1,5W_d = 1,401+1,5(-1,498) = -0,846\text{KN}$$

- **Neige :**

$$F=1,35G+1,5S = 1,35 \times (1,401) + 1,5 \times 1,179 = 3,659\text{KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D réalisé avec les logiciels ROBOT 2013.

Les sollicitations dans les éléments des deux fermes sont mentionnées dans les tableaux suivants :

**Tableaux IV.1** : Les efforts dans les éléments de la ferme intermédiaire (valeurs obtenu par ROBOT 2013).

	Cornière	G	S	W	1,35G+1,5S	G+1,5W
		FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]
Membrures supérieures	1	207,61	269,07	-764,07	683,88	-938,5
	2	248,08	317,62	-901,96	811,34	-1104,85
	3	278,49	352,21	-1000,17	904,28	-1221,77
	4	310,32	388,99	-1104,62	1002,42	-1346,62
	5	333,11	414,34	-1176,61	1071,21	-1431,8
	6	359,1	443,52	-1259,46	1150,06	-1530,08
	7	380,24	469,11	-1332,12	1216,98	-1617,94
	8	321,89	397,9	-1129,91	1031,4	-1372,98

	Cornière	Sous G	sous S	SousW	1,35G+1,5S	G+1,5W
		FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]
Membrures Inférieures	1	-233,37	-298,91	848,81	-655,62	1039,84
	2	-258,78	-327,88	931,07	-703,04	1137,83
	3	-282,91	-356,16	1011,39	-982,11	1234,18
	4	-306,56	-383,82	1089,94	-989,39	1328,35
	5	-328,38	-409,51	1162,87	-963,88	1415,93
	6	-339,63	-422,67	1200,24	-909,5	1460,73
	7	-308,42	-384,14	1090,84	-834,28	1327,84
	8	-280,51	-350,09	994,16	-757,84	1210,73

	Cornière	G	S	W	1,35G+1,5S	G+1,5W
		FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]
Diagonales	1	-96,43	-123,18	349,8	394,53	428,27
	2	-3,19	-3,32	9,42	9,85	10,96
	3	6,14	8,2	-23,3	-26,71	-28,85
	4	18,09	22,75	-64,6	-72,56	-78,87
	5	27,29	33,59	-95,38	-106,31	-115,84
	6	30,07	35,48	-100,74	-110,63	-121,13
	7	39,54	49,45	-140,42	-157,38	-171,18

	Cornière	G	S	W	1,35G+1,5S	G+1,5W
		FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]	FX [kN]
Montants	1	-40,36	-47,16	133,92	-125,23	160,7
	2	-18,04	-19,19	54,48	-53,13	63,83
	3	-16,06	-18,06	51,29	-48,77	60,99
	4	-12,21	-13,28	37,72	-36,41	44,47
	5	-8,77	-9,44	26,79	-25,99	31,5
	6	-4,48	-4,4	12,5	-12,64	14,33
	7	1,51	2,68	-7,61	6,06	-9,94
	8	8,31	10,89	-30,91	27,55	-38,07

**N.B :** On utilisera pour le pré dimensionnement les résultats obtenus dans la ferme intermédiaire car ils sont plus défavorables.

### IV.2.3 Pré dimensionnement des éléments

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux «  $N_{sd}$  » qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante :

#### i – Membrure supérieure

$$N^{\max} = -1617,94 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{1617,94 \cdot 1,1}{23,5} = 75,73 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (150×150×15) de section  $A_s = 86 \text{ cm}^2$

#### ii – Membrure inférieure

$$N^{\max} = -1460,73 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{1460,73 \cdot 1,1}{23,5} = 68,37 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (150×150×15) de section  $A_s = 86 \text{ cm}^2$

#### iii – Diagonale

$$N^{\max} = 428,27 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{428,27 \times 1,1}{23,5} = 20,04 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (75×75×8) de section  $A_s = 22,80 \text{ cm}^2$

iv – Les montants

$$N^{\max} = 160,7 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{160,7 \cdot 1,1}{23,5} = 7,52 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (55×55×5) de section  $A_s = 10,64 \text{ cm}^2$

**IV.2.4 Vérification des éléments comprimés au flambement**

i – Membrures supérieure

a) Calcul de A

$$N^{\max} = -1617,94,24 \text{ KN}$$

$$l_k = l_0 = 150 \text{ cm}$$

$$2L(150 \times 150 \times 5) \Rightarrow A = 86 \text{ cm}^2$$

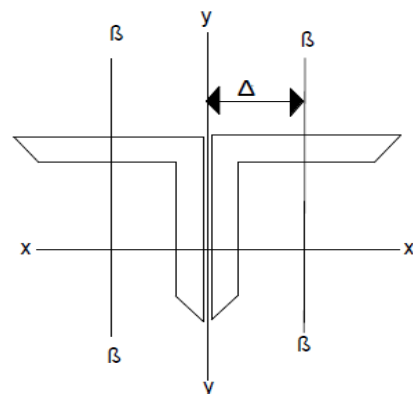
b) Calcul de l'élanement  $\lambda$

$$\lambda = \frac{l}{i} = l_k / \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha$$

$I_\beta$  :  $I_z$  d'une seule cornière.



**Figure IV.17:** Doubles cornières.

$I_\alpha : I_y$  d'une seule cornière

$A_c$  : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2 \times 898,1 = 1796,2 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 898,1 + 43(4,25 + 1,5)^2 \right] = 2319,787 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = l_k / \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 150 / \sqrt{\frac{1796,2}{86}} = \frac{150}{4,51} = 32,821$$

$$\lambda_z = l_k / \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 150 / \sqrt{\frac{2319,787}{86}} = \frac{150}{5,193} = 28,885$$

$$\begin{cases} \lambda_y = 32,821 \\ \lambda_z = 28,885 \end{cases}$$

**c) Calcul de l'élancement critique  $\lambda_{cr}$**

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon \Rightarrow \varepsilon = \left[ 235 / f_y \right]^{0,5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9$$

**d) Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$**

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \right] \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \right] \sqrt{\beta_A}$$

La section est de classe 1 d'où  $\beta_A = 1$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{32,821}{93,3} = 0,349$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{28,885}{93,3} = 0,307$$

$\bar{\lambda} = \max\{\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z\} = 0,349 > 0,2 \Rightarrow$  Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$N_{crd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

Courbe c  $\Rightarrow \chi = 0,923$

$$N_{crd} = 0,923 \cdot 1,86 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 1695,802 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1617,94 \text{ kN} < N_{crd} = 1695,802 \text{ kN}$$

Vérfié

Soit une membrure supérieure de dimensions **2L(150x150x15)**, de section **As = 86 cm<sup>2</sup>**

### ii – Membrures inférieures

$$N^{\max} = 1460 \text{ KN}$$

$$l_k = l_0 = 150 \text{ cm}$$

$$2L(150 \times 150 \times 15) \Rightarrow A = 86 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 898,1 = 1796,2 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 898,1 + 43(4,25 + 1,5)^2 \right] = 2319,787 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = l_k / \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 150 / \sqrt{\frac{1796,2}{86}} = \frac{150}{4,51} = 32,821$$

$$\lambda_z = l_k / \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 150 / \sqrt{\frac{2319,787}{86}} = \frac{150}{5,193} = 28,885$$

$$\begin{cases} \lambda_y = 32,821 \\ \lambda_z = 28,885 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = 32,821 \\ \lambda_z = 28,885 \end{cases}$$

### a) Calcul de l'élancement critique $\lambda_{cr}$

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon \Rightarrow \varepsilon = \left[ 235 / f_y \right]^{0,5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9$$

**b) Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$** 

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \right] \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \right] \sqrt{\beta_A}$$

La section est de classe 1 d'où  $\beta_A = 1$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{32,821}{93,3} = 0,349$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{28,885}{93,3} = 0,307 \quad \bar{\lambda} = \max\{\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z\} = 0,349 > 0,2 \Rightarrow \text{Il y'a lieu de tenir compte du risque de}$$

flambement.

$$N_{crd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$\text{Courbe c} \Rightarrow \chi = 0,923$$

$$N_{crd} = 0,923 \cdot 1,86 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 1695,802 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1460 \text{ kN} < N_{crd} = 1695,802 \text{ kN}$$

Vérfifié

**iii – La diagonale**

$$N^{\max} = 428,27 \text{ KN}$$

$$l_k = l_0 = 223 \text{ cm}$$

$$2L(75 \times 75 \times 8) \Rightarrow A = 22,8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 59,13 = 118,26 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 59,13 + 11,2(2,1 + 0,8)^2 \right] = 306,644 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = 223 / \sqrt{\frac{118,26}{22,8}} = \frac{223}{2,27} = 82,59$$

$$\lambda_z = 223 / \sqrt{\frac{306,64}{22,8}} = \frac{223}{3,66} = 60,92$$



$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,88 \\ \bar{\lambda}_z = 0,65 \end{cases} \bar{\lambda} = \max \{ \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \} = 0,88 > 0,2 \Rightarrow \text{Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

$$N_{crd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$\text{Courbe c} \Rightarrow \chi = 0,612$$

$$N_{crd} = 0,612 \cdot 1 \cdot 222,8 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 298,099 \text{ KN}$$

**Non Vérifié**

$$N_{sd} = 428,29 \text{ kN} > N_{crd} = 298,099 \text{ kN}$$

On augmente la section de la cornière à **2L (100x100x10)** de section  $A_s = 38,4 \text{ cm}^2$

$$I_y = 2 \times 176,7 = 353,4 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 176,7 + 19,2(2,82 + 1)^2 \right] = 913,74 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = 223 / \sqrt{\frac{353,4}{38,4}} = \frac{223}{3,033} = 73,524$$

$$\lambda_z = 223 / \sqrt{\frac{913,74}{38,4}} = \frac{223}{4,878} = 45,715$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,783 \\ \bar{\lambda}_z = 0,486 \end{cases} \bar{\lambda} = \max \{ \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \} = 0,783 > 0,2 \Rightarrow \text{Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

$$\text{Courbe c} \Rightarrow \chi = 0,737$$

$$N_{crd} = 0,737 \times 1 \times 38,4 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 71,61 \text{ KN}$$

**Vérifié**

$$N_{sd} = 428,27 \text{ kN} < N_{crd} = 612,48 \text{ kN}$$

Soit une diagonale de dimensions de : **2L (100x100x10)**.

#### iv -Le montant

$$N^{\max} = 160,7 \text{ KN}$$

$$l_k = l_o = 160 \text{ cm}$$

$$2L(55 \times 55 \times 5) \Rightarrow A = 10,64 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 10,36 = 20,72 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 10,36 + 5,32(1,52 + 0,5)^2 \right] = 46,135 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = 160 / \sqrt{\frac{20,72}{10,64}} = \frac{160}{1,395} = 114,695$$

$$\lambda_z = 160 / \sqrt{\frac{46,135}{10,64}} = \frac{160}{2,082} = 76,849$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1,22 \\ \bar{\lambda}_z = 0,818 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = \max \{ \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \} = 1,22 > 0,2 \Rightarrow$  Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe c  $\Rightarrow \chi = 0,424$

$$N_{crd} = 0,424 \times 1 \times 10,64 \times \frac{23,5}{1,1} = 96,379 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 164,7 \text{ kN} > N_{crd} = 96,379 \text{ kN}$$

**Non Vérifié**

On augmente la section de la cornière à : **2L (75x75x7) de section  $A_s = 20,20 \text{ cm}^2$**

$$I_y = 2 \times 52,61 = 103,22 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 52,61 + 10,1(2,10 + 0,7)^2 \right] = 263,588 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = 160 / \sqrt{\frac{103,22}{20,2}} = \frac{160}{2,26} = 70,796$$

$$\lambda_z = 160 / \sqrt{\frac{263,588}{20,2}} = \frac{160}{3,612} = 44,29$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0,753 \\ \bar{\lambda}_z = 0,471 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = \max \{ \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \} = 0,753 > 0,2 \Rightarrow$  Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe c  $\Rightarrow \chi = 0,690$

$$N_{crd} = 0,690 \times 1 \times 20,2 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 297,766 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 164,7 \text{ kN} < N_{crd} = 297,766 \text{ kN}$$

Vérfifié

Soit un montant de dimensions de : **2L(75x75x7)**.

### **Remarque :**

En ce qui concerne les montants au niveau des appuis, et afin de réaliser un assemblage encasté sur les poteaux en acier, vue les raisons constructives, on prendra des HEA300 qu'on vérifiera par la suite après modélisation.

### **IV.2.5 Dimensions adoptées**

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3** : Les sections des éléments de la ferme adoptés.

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	<b>2L (150×150×15)</b>
Membrures inférieures	<b>2L (150×150×15)</b>
Les diagonales	<b>2L (100×100×10)</b>
Les montants	<b>2L (75×75×7)</b>

### **IV.2.6 Calcul du poids réel de la ferme**

**i – ferme :**

**a) Membrure supérieure**

2L (150×150×15) à 67,6 kg/ml.

Longueur : 26,19 m

Poids des membrures supérieures ( $W_{ms}$ ) = 1775,176 kg.

**b) Membrure inférieure**

2L (150×150×15) à 67,6 kg/ml.

Longueur : 26 m

Poids des membrures inférieures ( $W_{mi}$ )= 1757,6 kg.

**c) Montants**

2L (75×75×7) à 15,86kg/ml.

Longueur totale : 15,02m

Poids des montants ( $W_m$ )= 238,217kg.

**d) Diagonales**

2L (75×75×8) à 17,98 kg/ml.

Longueur totale : 27,8 m

Poids des diagonales ( $W_d$ )= 499,844 kg.

Poids total de la ferme :

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 1775,176 + 1757,6 + 238,21 + 499,844 = 4270,83 \text{ kg.}$$

## **CHAPITRE V :**

### **Etude des systèmes de contreventement**

### **V.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 : vent effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « Palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

### **V.2 Calcul des contreventements de toiture(Poutre au vent)**

Les contreventements de toiture sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon et du lang-pant aux fondations.

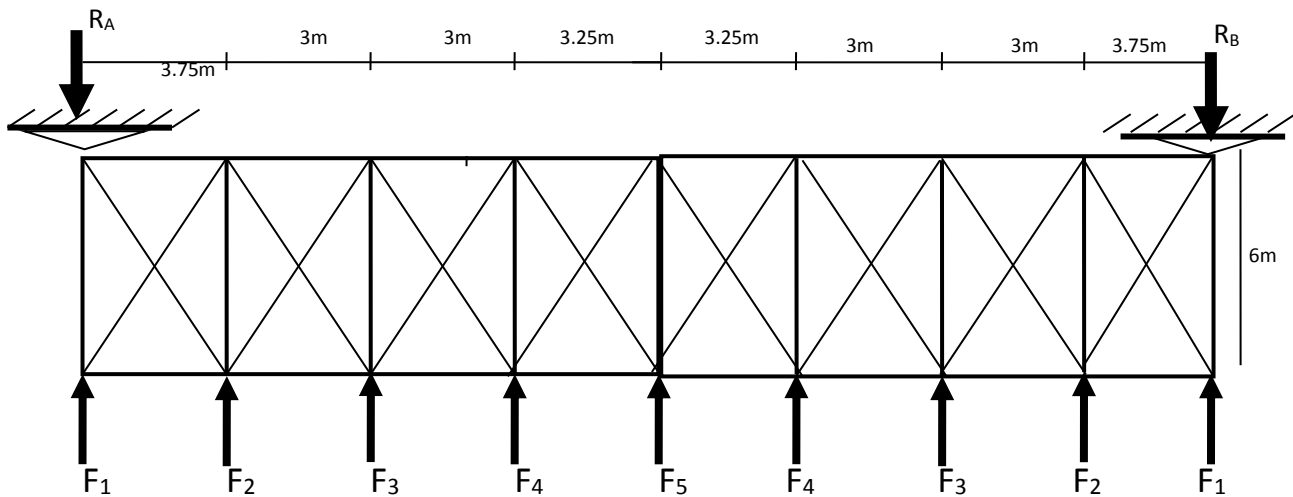
La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues au vent.

#### **V.1.1 Force horizontales dues au vent (un seul versant $\alpha=7.012$ )**

Les forces horizontales dues au vent sont données dans le tableau suivant

**Tableau V.1** : Les forces horizontales dues au vent

$W \times S_i$ (dan)	$f_{fr}/n$ (dan)	$(W \times S_i + f_{fr}/n)$ (dan)	$1.5 (W \times S_i + f_{fr}/n)$ (dan)
663,64	1010,983	1674,623	2511,935
1233,134	1010,983	2244,117	3366,175
1163,922	1010,983	2174,905	3262,357
1264,802	1010,983	2275,785	3413,677
687,147	1010,983	1698,13	1547,195



**Figure V.1 :** Schéma des contreventements sous vent les plus sollicités

### **V.1.2 Détermination des sollicitations dans chaque élément de la poutre au vent**

La détermination des efforts dans les éléments de la poutre au vent est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel Robot Structure Analyse

Les sollicitations dans les éléments sont données dans le tableau suivant :

$$F_i = 1,5(V_i \times s_i) + \frac{F_{fr}}{9}$$

$$L = 13m;$$

$$h_1 = 10,23m$$

$$h_2 = 10,46m$$

$$h_3 = 10,83m$$

$$h_4 = 11,05m$$

$$h_5 = 11,4m$$

$$V = 1,5 \times 71,648 = 107,472 \text{ dan} / \text{m}^2$$

$$F_{FR} = 9098,847 \text{ dan}$$

### **V.1.3 Vérification des éléments**

#### **1. Les diagonales**

Par la méthode des coupures ; on établit l'effort  $F_d$  dans les diagonales :

$$R_a = R_b = \sum F_i / 3$$

Avec :

$$R = \frac{2 \times (F1 + F2 + F3 + F4 + F5)}{2}$$

$$R = \frac{2 \times (1547,995 + 3413,633 + 3262,357 \times 3366,175)}{2}$$

$$Ra = Rb = 56,201$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3,75}{6} \Rightarrow \alpha = 32,005^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\operatorname{Cos}(\theta)} = \frac{56,201 - 15,471}{\operatorname{Cos}32,005^\circ}$$

$$F_d = 48,029 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 48,029 = 72,044 \text{ KN}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{72,044 \times 1,1}{23,5} = 3,512 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière L (60\*60\*8) de section  $A_s=9,03 \text{ cm}^2$

#### **V.1.4 Vérification des pannes (montants de la toiture au vent)**

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous F au doit donc vérifier la panne à la flexion déviée la formule de vérification est la suite :

$$\left( \frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1,0$$

#### **V.1.5 Vérification de la panne intermédiaire**

$$Q_{\max} = G - 1,5 \times V = 0,44 - 1,5 \times 0,716 = -0,634 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_{\max} = 0.634 \text{ Kn/ml}$$

IPE 160 :

$$h = 160 \text{ mm}, b = 82 \text{ mm}, T_w = 5,0 \text{ mm}, T_f = 7,4 \text{ mm}, A = 20,1 \times 10^2 \text{ mm}^2, W_{ely} = 108,7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{ply} = 123,9 \times 10^3 \text{ mm}^3, W_{elz} = 16,65 \times 10^3 \text{ mm}^3, W_{plz} = 26,1 \times 10^3 \text{ mm}^3, I_y = 869,3 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 68,28 \times 10^4 \text{ mm}^4, i_y = 6,58 \times 10 \text{ mm}, i_z = 2,05 \times 10 \text{ mm}, A = 20,1 \text{ cm}^2, P = 15,8 \text{ Kg/m.}$$



$$Q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 0,634 \times \sin 7,012 = 0,0773 \text{ Kn/ml}$$

$$Q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 0,634 \times \cos 7,012 = 0,627 \text{ Kn/ml}$$

$$M_y = \frac{Q_z \times L^2}{8} = \frac{0,627 \times 6^2}{8} = 2,821 \text{ Kn} \times \text{m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \times (L/2)^2}{8} = \frac{0,077 \times 3^2}{8} = 0,866 \text{ Kn} \times \text{m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 26,405 \text{ Kn} \times \text{m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{26,1 \times 235 \times 10^{-2}}{1,1} = 5,575 \text{ Kn} \times \text{m}$$

$$\text{Section de classe (1)} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

**A. N :**

$$\left( \frac{2,821}{26,405} \right)^2 + \left( \frac{0,886}{5,575} \right)^1 = 0,170 < 1,0$$

### **V.1.6 Vérification de la panne intermédiaire au déversement**

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_y}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_z}{\frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad \text{EC3 Art 5.5.4(2)}$$

$$N = 33,66 \text{ kn}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,1 \times 23,5}{1,1} = 429,41 \text{ kn}$$

$$M_{ply} = 26,405 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz} = 5,575 \text{ kn.m}$$

$$M_y = 2,886 \text{ Kn.m}$$

$$M_z = 0,886 \text{ Kn.m}$$

Calcul de  $K_y$  :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,185$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S235} \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\text{Section en 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91,185}{93,3} \times (1)^{0,5} = 0,977$$

Par le tableau 8 eurocode3 on a :

$$\beta_{MY} = 1,3$$

A.N :

$$\mu_y = 0,977 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{123,9 - 108,7}{108,7} = -1,227 < 0,9$$

Calcul de  $\chi$  à l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3

$$h/b = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2$$

$$t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}.$$

Par rapport à l'axe  $f_y$  → courbe a

Par rapport à l'axe  $z$  → courbe b

Tableau de l'eurocode3 :

$$\chi_y = 0,69$$

$$\chi_z = 0,63$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [BA]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{1,84} = 163,043$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{163,043}{93,9} = 1,736.$$

Par le tableau 8 EUROCODE3 on a :

$$\beta_{MZ} = 1,3$$

A.N

$$\mu_z = 1,736 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{34,6 - 22,16}{22,16}$$

$$\mu_z = -1,869 < 0,9$$

calcul de  $X_a$  laide de tableau 5.5.2 Eurocode3

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 < 1,2$$

$$t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Par rapport a l'axe yy → courbe a

Par rapport a l'axe zz → courbe b

$$\chi_y = 0,29$$

$$z = 0,27$$

$$K_z = 1 - \frac{-1,869 \times 33,66}{0,27 \times 429,41} = 1,54 > 1,5$$

On prend :  $K_z = 1,5$

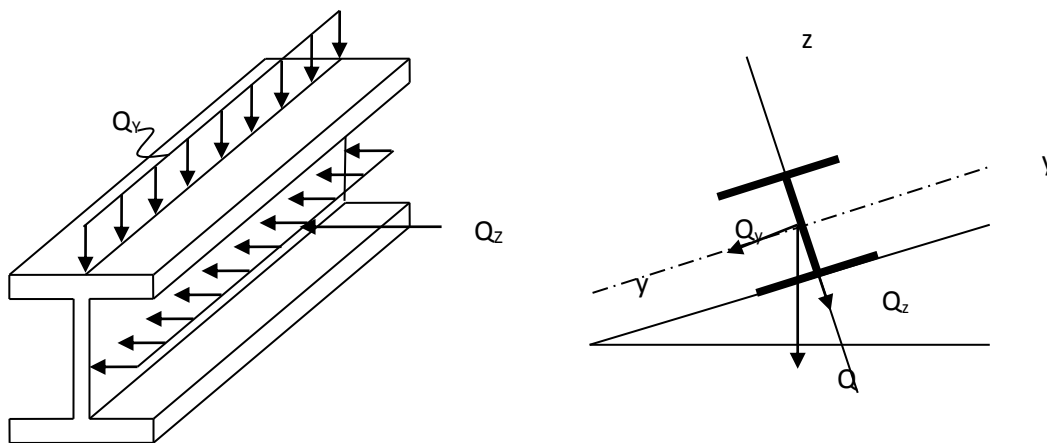
$$\frac{N}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_y \times M_y}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_z \times M_z}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} \leq 1$$

$$\frac{33,66}{0,27 \times 429,41} + \frac{1,13 \times 3,010}{123,9 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{1,5 \times 0,752}{26,1 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,293 < 1,0$$

IPE 160 son convient comme les pannes intermediaire.

**V.1.7 Vérification de la panne sablière**

Les pannes sablières qui sont des pannes de rive, travaillent simultanément à la flexion dévier sous l'action des verticaux pavements de la toiture et la compression sous l'action de l'effort à la traction de la poutre au ven.



**Figure V.2 :** chargement de la panne sablière

La formule de vérification est la suivante :

$$\left( \frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1,0$$

**V.1.8. Vérification de la panne sablière à la flexion déviée**

$$\frac{N}{X \min \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

$$N = 15,47 \text{ kn}$$

$$Q_y = \frac{Q_{\max} \times \sin \alpha}{2} = 0,0386 \text{ kn/ml}$$

$$Q_z = \frac{Q_{\max} \times \cos \alpha}{2} = 0,3135 \text{ kn/ml}$$

$$M_y = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{0,3135 \times 6^2}{8} = 1,410 \text{ kn.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,0386 \times 3^2}{8} = 0,173 \text{ kn.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = 26,405 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = 5,575 \text{ kn.m}$$

$$\left( \frac{1,410}{26,405} \right)^2 + \left( \frac{0,173}{5,575} \right)^1 = 0,033 < 1,0$$

$$K_y = 1,13$$

$$X \min = 0,27 \text{ (voir les calculs des pannes intermédiaires)}$$

$$K_z = 1,5$$

A.N

$$\frac{15,47}{0,27 \times 429,41} + \frac{1,13 \times 1,476}{123,9 \frac{23,5}{1,1}} + \frac{1,5 \times 0,376}{26,1 \frac{23,5}{1,1}} = 0,13 < 1$$

1-L' IPE 160 convient pour la panne sablière

2-Le profilé IPE 160 convient pour la panne intermédiaire servant de montants pour les barres de contreventement.

**V.1.8. Les membrures inférieures et supérieures**

Elles sont constituées des cornières qui appartient à la ferme 2L(150\*150\*15), elles sont sollicitées à traction seule.

$$N_{\max} \leq N_{rd} = \frac{A f_u}{\gamma m_0}$$

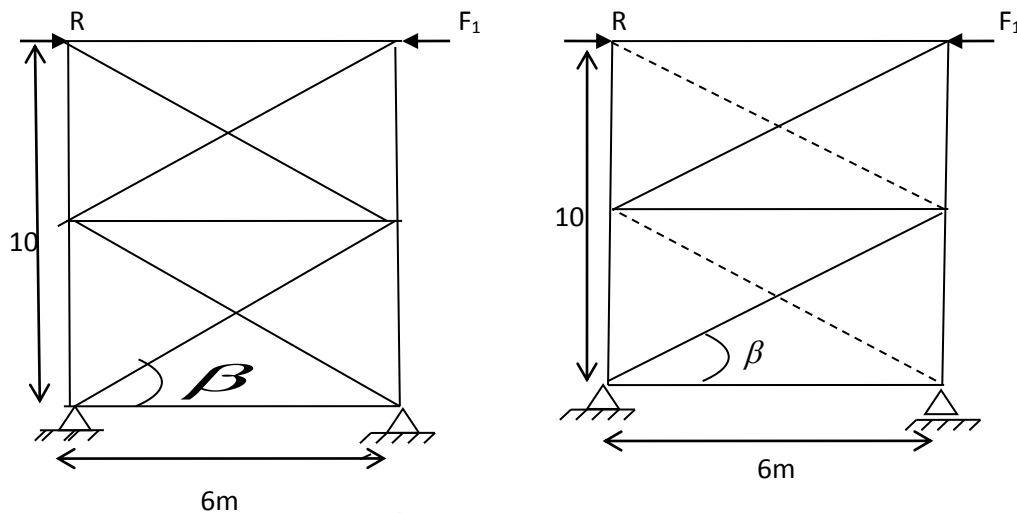
$$N_{\max} = F_{\max} = 32,62 \leq \frac{43.23,5}{1,1} = 918,636 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**V.3. Contreventements verticaux**

❖ **Calcul de palées de stabilité**

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement de versant (poutre au vent).

On ne fait travailler que les diagonales tendues comme dans les cas de la poutre au vent.



**Figure VI.3 :** Palée de stabilité long pan

**-par la méthode de cou pure**

$$Fd = \frac{R - F_1}{\cos \beta}$$

$$\beta = \text{Arctg} \frac{5}{6} = 39,805^\circ$$

$$N = Fd = \frac{14101,339 - 1547,105}{\cos 39,805^\circ} = 16341,814 \text{ dan}$$

Section de la diagonale :

Nature de sollicitation : traction simple.

$$\left. \begin{aligned} N &\leq N_{pl} \\ N_{pl} &= \frac{A \times f_y}{\gamma \times M_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow A \geq \frac{N \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$A \geq \frac{16341,814 \times 1,1}{2350} = 7,65 \text{ cm}^2$$

Du tableau des cornières au A=9,03cm<sup>2</sup>

On adopte pour la cornières : L60×60×8

**CHAPITRE VI :**  
**Etude sismique**

## **VI.1 -Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre ; les secousses Sismiques, ont sans doute des effets les plus destructeurs notamment dans les zones Urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et aux biens matériels, d'où l'apparition de la construction Parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des Constructions agitées.

### **a. Objectif de L'étude Dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **b. Modélisation**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus que possible du comportement réel de la structure.

Pour le calcul des forces sismiques, on utilise le 'RPA 99-version 2003.

Actuellement plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul sont proposées, parmi lesquelles on distingue :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode dynamique par accélérographes

L'analyse de la structure est faite par le logiciel **Robot bat** qui est basé sur la méthode des éléments finis.

## **VI.2 Concept de base de la M.E.F**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.



La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### **VI.3-Analyse de la Structure**

#### **VI.3.1- Type d'Analyse**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
  - Poids propre de la structure.
  - Les effets dus aux actions climatiques.
- Les chargements dynamiques :
  - Les effets sismiques.

### **VI.4 Méthodes de calcul**

#### **VI.4.1-La méthode statique équivalente**

La méthode de calcul la plus adapté pour le calcul dynamique des structures, est celle qui est basée sur l'utilisation des spectres de repense.

Mais le " RPA 99 V 2003 " exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc calculons l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

#### **a) Principe de la méthode**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### **b) Calcul de la force sismique totale**

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone **IIa** et un Groupe d'usage **1B** Nous trouverons :

**A = 0.2.**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

**T1, T2** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003].

Site (S3) : **T1 (sec) = 0.15s T2 (sec) = 0.5s.**

( $\eta$ ) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc  $\xi = 4\%$

D'où :  $\eta = 1.85 > 0.7$

**$\eta = 1.85$**

#### - Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

**$h_N = 11,6$  m.**

$C_T$  = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

En a un Contreventement assuré partiellement des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

D'où :  $C_T = 0,05$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 11,6^{3/4} = 0,314s$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal**

$$dx = 78,3 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0,118s$$

- **Sens longitudinal**

$$dy = 47 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 0,152s$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min (T; T_x) = \min (0,314s; 0,118s) \Rightarrow T_x = 0,118s$$

$$T_y = \min (T; T_y) = \min (0,314s; 0,152s) \Rightarrow T_y = 0,152s$$

$T_x$  et  $T_y$  sont inférieure à  $T_2 = 0,5s$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,85 = 4,625$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Mixte portiques/palées triangulées en X:

$$R = 5$$

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Tableau. VI.1** : Pénalité de vérification.

Critère de qualité "q"	$P_q$
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0,1

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,1$$

$W$  : poids total de la structure.

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

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

$W_{Gi}$  : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas  $\beta = 0,5$

$$W_G = 4400,0964kN$$

$$W = 4400,0964kN$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,2 \times 4,625 \times 1,1}{5} \times 4400,0964 = 895,4196kN$$

$$\mathbf{V = 895,419kN}$$

**c) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=0}^n W_j \times h_j}$$

$F_i$  : Effort horizontal revenant à chaque niveau i.

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

$W_i, W_j$  : poids revenant aux plancher i,j.

$h_j$  =niveau d'un plancher quelconque.

Pour notre cas  $V = F_t$

**VI.4.2- Principe de la méthode dynamique spectrale**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**1) Spectre de repense de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η, R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

Q = 1,1    A = 0,2    η = 1,85    T1 = 0,15s    T2 = 0,5s

## 2) Nombre de modes à considérer

a) Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

### a) Résultat de calcul

#### 1) Pourcentage de participation de masse

Pour la participation massique on utilise un nombre important de mode pour bien représenter la structure car on a une toiture légère, pas de concentration de masse au niveau du plancher d'où la présence importante des modes de torsion donc on est dans le cas (b) art4.3.4 du RPA99V2003.

**Tableau. VI.2 :** Pourcentage de participation de masse

Mode	Période (s)	Suivant X	Suivant Y	Suivant Z
1	0,42	0,00	90,05	0
2	0,28	91,42	90,05	0
3	0,28	96,87	90,06	0
4	0,21	96,88	99,48	0
5	0,20	97,91	99,48	0
6	0,14	97,92	99,49	0
7	0,14	99,31	99,50	0
8	0,11	99,31	99,91	0
9	0,09	99,46	99,91	0
10	0,08	99,46	99,91	0

Dans les trois modes premiers on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

Et on a bien que :

$$T_5=0,2 \text{ s} \leq 0,2\text{s}$$

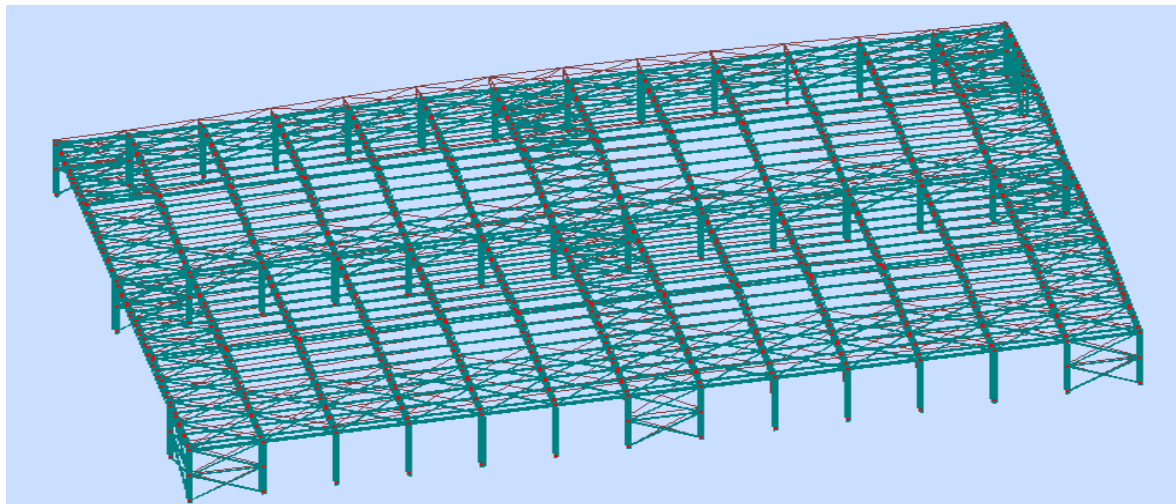
$$T_{10}=0,07\text{s} \leq 0,2\text{s}$$

## 2) Les réponses modales de la structure

### a) Déformation modale

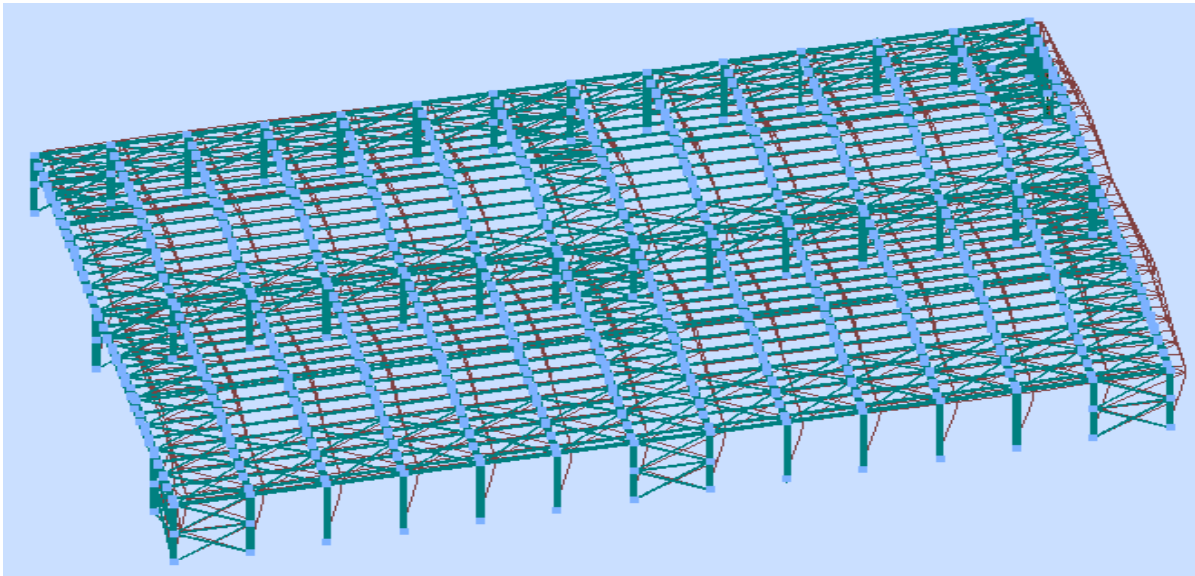
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes.

**Mode 1 :** Translation suivant Y-Y, période **T = 0,42s**, taux de participation de la masse **90,05%**



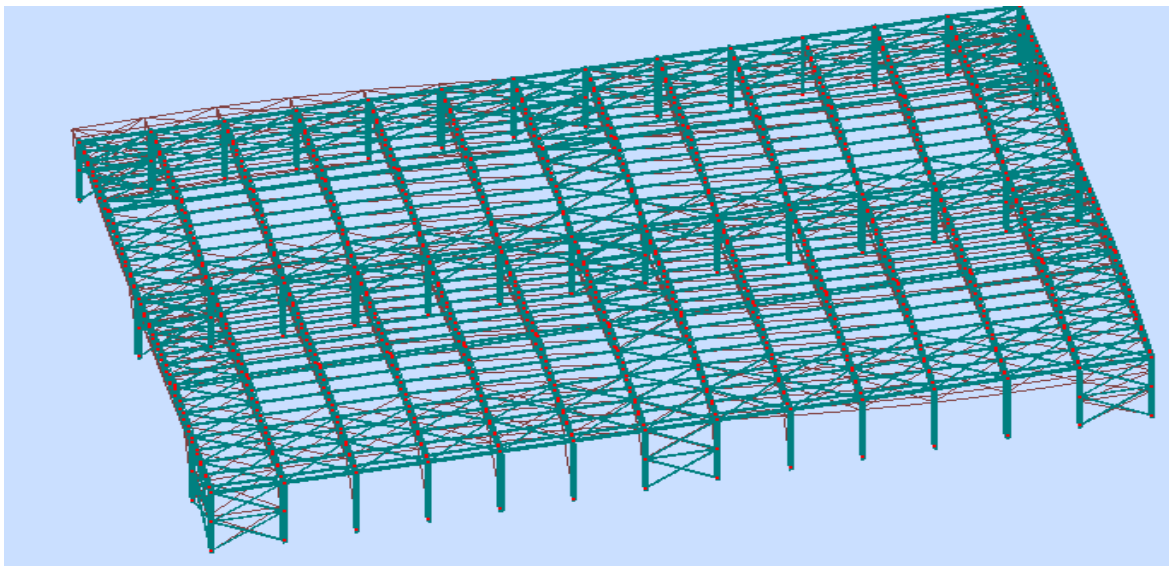
**Figure.VI.1 :** Mode de déformation (1).

**Mode 2 :** Translation suivant X-X, période  $T = 0,28s$ , taux de participation de la masse 91,42%



**Figure.VI.2 :** Mode de déformation (2).

**Mode 3 :** rotation suivant Z-Z, période  $T = 0,28 s$ .



**Figure.VI.3 :** Mode de déformation (3).



**VI.5. Analyse des résultats**

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

**VI.5.1- Les combinaisons de calcul****Notation**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

E : Action sismique.

- W1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- W1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- W3D : Vent sur la façade latérale nord avec dépression intérieure.
- W3S : Vent sur la façade latérale nord avec surpression intérieure.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.4 :** Combinaisons de calcul.

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + 1,5W1D	G + W1D
G + 1,5W1S	G + W1S
G + 1,5W2D	G + W2D
G + 1,5W2S	G + W2S
1,35(G + Q)	G + Q
1,35(G + S)	G + S
1,35(G+Q+S)	
G + Q + E	
G + Q - E	
G+Q+1,2E	} Portique auto stable RPA 99 version 2003.
G + Q - 1,2E	
0,8G + E	
0,8G - E	

**VI.5.2- Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99V2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

**Tableau.VI.5 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens xx	895,419	716,33	823,61	0,86	Vérifiée
Sens yy	895,419	716,33	823,61	0,86	Vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.  $V_{dyn} > 0,8V_{st}$  il n'ya pas lieu d'augmenter les paramètres de la réponse.

**VI.5.3. Vérification des déplacements****1<sup>er</sup> Cas : Situation durable**

Les déplacements sont limités à :

**Déplacement horizontal**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right.$$

**EC3 Art 4.2.2(1) I**

Ou  $h$  : hauteur du poteau

**Déplacement vertical :**

$$\frac{L}{200}$$

L : longueur de la travée

**EC3 tab 4.1****Tableau.VI.6 :** Déplacement max en situation durable.

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G + 1,5W2S	1,35(G+Q+S)	1,1	0,9
Suivant Y	G + 1,5W2S	1,35(G+Q+S)	0,5	0,4
Suivant Z	G + 1,5W2S	1,35(G+Q+S)	4,2	3,4

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{1000}{150} = 6,66cm \\ \frac{h}{125} = \frac{1000}{125} = 8,00cm \\ \frac{L}{200} = \frac{26}{200} = 13cm \end{cases}$$

On voit que les déplacements maximum suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

### **2<sup>ème</sup> Cas : Situation accidentelle**

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=5

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

**Tableau.VI.7** : Déplacement relatif des niveaux.

Niveau	Déplacement (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1,9	4,2

$$\frac{h}{100} = \frac{1160}{100} = 11,6cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 11,6 cm, donc ils sont vérifiés

**VI.5.4. Effet de deuxième ordre**

Les effets de seconde ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Sens X-X :**

**Tableau. VI.8 :** Effet P- $\Delta$  suivant X-X.

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (kN)	$V_k$ (kN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	$\theta_k$
11,6	1,9	4400,0964	895,419	11,6	0,16	0,008

$\theta_k = 0,008 < 0,1$ , donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y :**

**Tableau.VI.9 :** Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y.

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	$\theta_k$
11,6	4,2	4400,0964	895,419	11,6	0,36	0,017

$\theta_k = 0,017 < 0,1$  donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

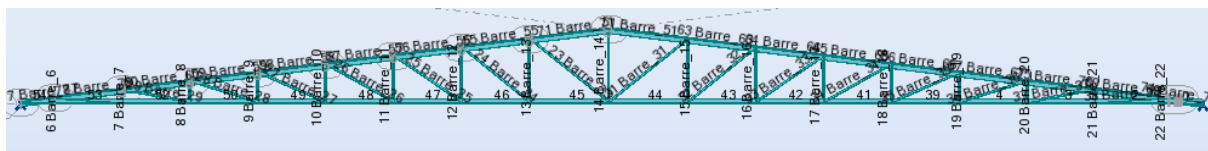
## **CHAPITRE VII :**

### **Vérification des éléments de la toiture**

### VII.1. Introduction

Après le pré dimensionnement des éléments de la structure et sa modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel et ROBOT BAT version 2013.

### VII.2. Vérification des différents éléments de la ferme



**Figure VII.1 :** Ferme extraite a partir de model ROBOT BAT version 2013.

Les vérifications à faire sur les membrures supérieures, inférieures, montants et diagonales sont :

#### VII.2.1. La traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

#### VII.2.2. Flambement (compression)

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

#### VII.2.3. La condition de résistance (ration)

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$N_{sd}$ : Effort normal sollicitant.

$N_{rd}$ : Effort résistant.

Les efforts maximum obtenus par le ROBOT BAT version 2013, sont représentés sur le tableau suivant :

**Tab.VII.1 :** les efforts dans les éléments de de la ferme.

Éléments	Traction	Compression	Nom section
Membrures supérieures	673,80	-823.61	S4259
Membrures inférieures	755,11	-611,02	I3845
Montants	62.26	-78.72	M9
Diagonales	117,00	-92,07	D27

➤ **Membrures inférieures**

$$2L(200 \times 200 \times 20) \Rightarrow A = 152,3 \text{ cm}^2$$

- **Traction**

$$N_{sd} = 755,11 \text{ kN}$$

$$A_s = 152,3 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{152,3 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 3253,68 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 755,11 \text{ kN} < N_{rd} = 3253,68 \text{ kN}$$

Vérifiée

- **compression**

$$N^{\max} = -611,12 \text{ kN}$$

$$l_k = 302 \text{ cm}$$

$$2L(200 \times 200 \times 20) \Rightarrow A = 152,3 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 5702 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_z = 15566,30 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{5702}{152,3}} = 6,11 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{15566,30}{152,3}} = 10,11 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{302}{6,11} = 49,42$$

$$\lambda_z = \frac{302}{10,11} = 29,87$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{49,42}{93,9} \right] = 0,526$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{29,87}{93,9} \right] = 0,318$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,526 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,318 > 0,2$$

$\bar{\lambda} = \max \{ \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \} = 0,526 > 0,2 \Rightarrow$  Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

**Calcul de  $\gamma_{min}$** 

$$N_{crd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$\text{Courbe c} \Rightarrow \chi = 0,826$$

$$N_{crd} = 0,826 \cdot 1 \cdot 152,23 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 2686,30 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 611,12 \text{ kN} < N_{crd} = 2686,30 \text{ kN}$$

Vérifiée

➤ **Membrures supérieures**

$$2L(200 \times 200 \times 20) \Rightarrow A = 152,3 \text{ cm}^2$$

- **Traction**

$$N_{sd} = 673,80 \text{ kN}$$

$$A_s = 152,3 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{152,3 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 3253,68 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 673,80 \text{ kN} < N_{rd} = 3253,68 \text{ kN}$$

Vérifiée

- **Compression**

$$N^{\max} = 823,61 \text{ kN}$$

$$l_k = 302 \text{ cm}$$

$$2L(200 \times 200 \times 20) \Rightarrow A = 152,3 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 5702 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_z = 15566,30 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{5702}{152,3}} = 6,11 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{15566,30}{152,3}} = 10,11 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{302}{6,11} = 49,42$$

$$\lambda_z = \frac{302}{10,11} = 29,87$$



$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{49,42}{93,9} \right] = 0,526$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{29,87}{93,9} \right] = 0,318$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,526 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,318 > 0,2$$

$\bar{\lambda} = \max \{ \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \} = 0,526 > 0,2 \Rightarrow$  Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

### **Calcul de $\chi_{\min}$**

$$N_{crd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

Courbe c  $\Rightarrow \chi = 0,826$

$$N_{crd} = 0,826 \cdot 1.152,23 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 2686,30 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 823,61 \text{ kN} < N_{crd} = 2686,30 \text{ kN}$$

Vérifiée

#### ➤ **La diagonale**

##### - **Traction**

$$2L(70 \times 70 \times 9) \Rightarrow A = 23,8 \text{ cm}^2 \quad l_k = 171 \text{ cm}$$

$$N_{sd} = 117,00 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{23,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 508,45 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 117,00 \text{ kN} < N_{rd} = 508,45 \text{ kN}$$

Vérifiée

##### - **Compression**

$$N_{sd} = 92,07 \text{ kN}$$

$$I_y = 2I_\alpha = 104,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_z = 688,01 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{104,94}{23,8}} = 2,1 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{688,01}{23,8}} = 5,37 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{171}{2,1} = 81,42$$

$$\lambda_z = \frac{171}{5,37} = 31,84$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{81,41}{93,9} \right] = 0,866$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{31,84}{93,9} \right] = 0,33$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,866 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,33 > 0,2$$

$\bar{\lambda} = \max \{ \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \} = 0,866 > 0,2 \Rightarrow$  Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$N_{crd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

Courbe c  $\Rightarrow \chi = 0,625$

$$N_{crd} = 0,625 \cdot 1 \cdot 23,8 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 317,78 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 92,07 \text{ kN} < N_{crd} = 317,78 \text{ kN}$$

Vérifiée

#### ➤ Le montant

##### - Traction

$$2L(70 \times 70 \times 9) \Rightarrow A = 23,8 \text{ cm}^2 \quad l_k = 102 \text{ cm}$$

$$N_{sd} = 62,26 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{23,8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 508,45 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 62,26 \text{ kN} < N_{rd} = 508,45 \text{ kN}$$

Vérifiée

##### - Compression

$$I_y = 2I_\alpha = 104,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_z = 688,01 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{104,94}{23,8}} = 2,1 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{688,01}{23,8}} = 5,37 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{102}{2,1} = 48,57$$

$$\lambda_z = \frac{102}{5,37} = 18,99$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{48,57}{93,9} \right] = 0,51$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{18,99}{93,9} \right] = 0,2$$

$\bar{\lambda}_y = 0,51 > 0,2 \rightarrow \bar{\lambda} = \max\{\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z\} = 0,51 > 0,2 \Rightarrow$  Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

- **Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$N_{crd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

Courbe c  $\Rightarrow \chi = 0,837$

$$N_{crd} = 0,837 \cdot 1 \cdot 23,8 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 425,57 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 78,72 \text{ kN} < N_{crd} = 425,57 \text{ kN}$$

Vérifiée

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

**Tab.VII.1 :** Vérification des éléments de la ferme.

Eléments		N <sub>sd</sub> (KN)	N <sub>rd</sub> (KN)	N <sub>sd</sub> /N <sub>rd</sub>	Observations
<b>Membrures supérieurs</b>	Compression	-823,61	2686,30	0,30	Vérifier
	Traction	673,80	3253,68	0,20	Vérifier
<b>Membrure inférieurs</b>	Compression	-611,11	2686,30	0,22	Vérifier
	Traction	755,11	3253,68	0,23	Vérifier
<b>Diagonales</b>	Compression	-117,00	317,78	0,36	Vérifier
	Traction	92,07	401,63	0,23	Vérifier
<b>Montants</b>	Compression	-78,72	425,57	0,18	Vérifier
	Traction	62,26	508,45	0,12	Vérifier

**VII.3. Vérification des diagonales de contreventement : L (90×90×12)**

Les combinaisons utilisées sont :

- 1,35G + 1.5S
- G + 1.5W

**Tableau.VII.2 :** les efforts dans les éléments de contreventement.

Élément	N <sub>sd</sub> (kN)
Compression	-57,18
Traction	45,63

**VII.3.1. Vérification à la traction**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 18,7 cm<sup>2</sup>

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{18,7 \times 23,5}{1.1} = 399,5 \text{ kN} \\ N_{sd} &= 45,63 \text{ kN} < N_{rd} = 399,5 \text{ kN} \end{aligned} \right\}$$

Vérifiée

**VII.3.2. Vérification au flambement**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 57,18$$

$$l_k = 672 \text{ cm}$$

$$L(90 \times 90 \times 12) \Rightarrow A = 18,7 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 137,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 893,40 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{137,6}{18,7}} = 2,71 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{893,40}{18,7}} = 47,77 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{672}{2,7} = 248,88$$

$$\lambda_z = \frac{672}{47,77} = 14,06$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{248,88}{93,9} \right] = 2,35 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{14,06}{93,9} \right] = 0,15 < 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement. Suivent l'axe y

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$N_{crd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

Courbe c  $\Rightarrow \chi = 0,148$

$$N_{crd} = 0,148 \cdot 1,18 \cdot 7 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 59,12 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 57,18 \text{ kN} < N_{crd} = 59,12 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée}$$

## VII.4. Vérification des poteaux

### VII.4.1. Les sollicitations

Il s'agit de vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

**Tableau.VII.3 :** Sollicitations dans les montants de rive.

H(m)	Combinaisons	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN.m)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>z</sub> (kN.m)	V <sub>z</sub> (kN)
10	G+1,5 W2S	749,59	224,32	64,87	57,44	93,73
		-825,98	-174,27	-64,82	-57,94	-159,66
10	1,35(G+Q+S)	675,59	140,98	26,76	24,61	129,4
		-607,25	-182,33	-26,07	-20,61	-75,95

### VII.4.2. Vérification à l'effort tranchant

$$V_{ply} = A_{vy} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

- **Suivant Y-Y :**

$$A_{vy} = 168 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply} = 168 \left( \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 2072,16 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 64,87 \text{ kN} < V_{ply} = 2072,16 \text{ kN}$$

Vérfiée

$V_{sd} = 64,87 \text{ kN} < 0,5V_{ply} = 1036,08 \text{ kN}$  Donc pas de réduction pour le moment résistant.

- **Suivant Z-Z :**

$$V_{plz} = A_{vz} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vz} = 117 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = 117 \left( \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 1443,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 159,66 \text{ kN} < V_{ply} = 1443,11 \text{ kN}$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 159,66 \text{ kN} < 0,5V_{plz} = 721,55 \text{ kN} \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant}$$

### VII.4.3. Vérification à l'effort normal

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{260,5 \times 23,5}{1,1} = 6121,75 \text{ kN}$$

$$N_{S,d} = 825,98 \text{ kN} < N_{pl,rd} = 6121,75 \text{ kN}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{Sdy} = 224,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{23,5 \times 7032}{1,1} \times 10^{-2} = 1502,29 \text{ kN.m} > M_{Sd}$$

Vérifiée

$$M_{Sdz} = 57,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rdz} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{23,5 \times 1257}{1,1} \times 10^{-2} = 268,54 \text{ kN.m} > M_{Sd}$$

Vérifiée

### VII.4.5. Vérification de l'élément aux instabilités

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

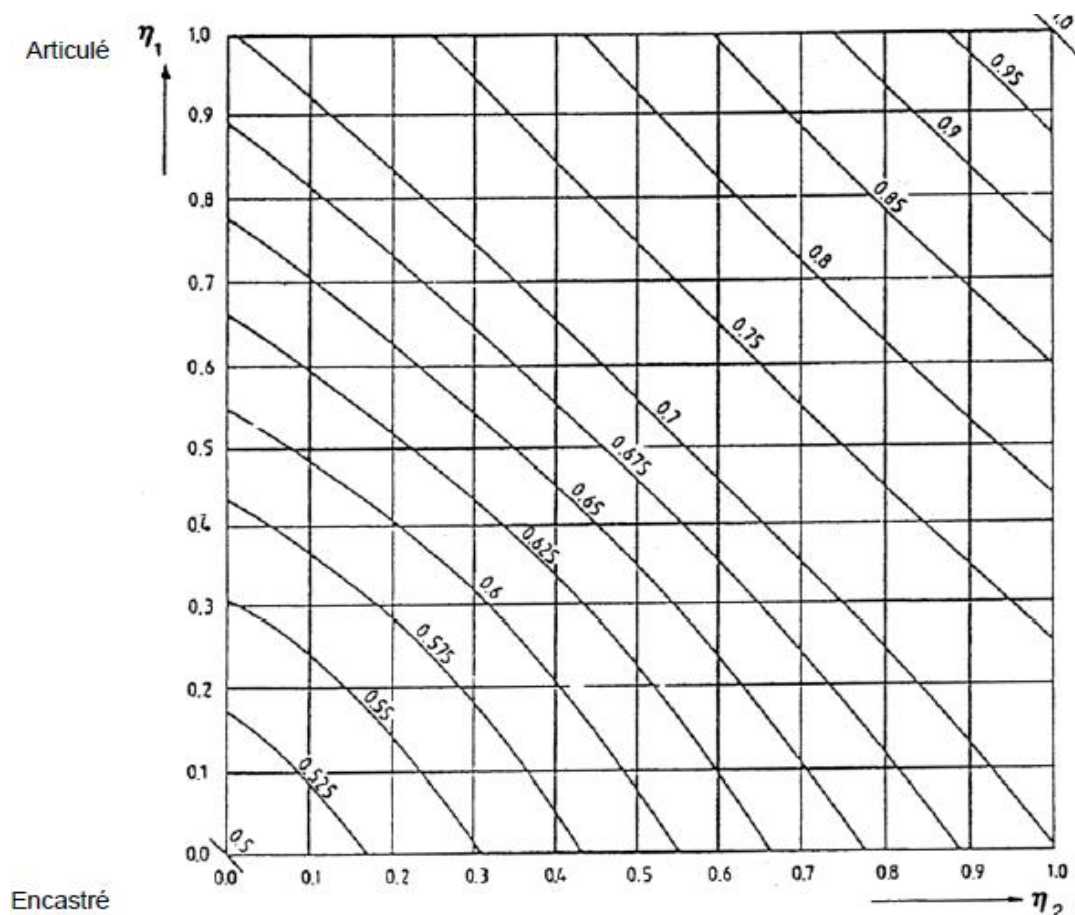
Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{plRd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot M_{plyRd}} + \frac{M_{zSd}}{\chi_{LT} \cdot M_{plzRd}} \leq 1$$

**Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement**  $\chi_{\min}$ 

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

Calcul des longueurs de Flambement : On peut obtenir la longueur de flambement  $L_{cr}$  d'un poteau dans un mode de flambement à nœuds fixes à partir de la Figure VI.2



**Figure VII.2 :** Annexe Rapport de longueur de flambement  $L_{cr} / L$  pour un poteau - Mode à nœuds fixe.

**Mode de flambement à nœuds fixe (Figure VII.2.)**

$$\frac{L_{cr}}{L} = 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2$$

$L_{cr}$  est la longueur de flambement dans le plan de flambement considéré.

$$n_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

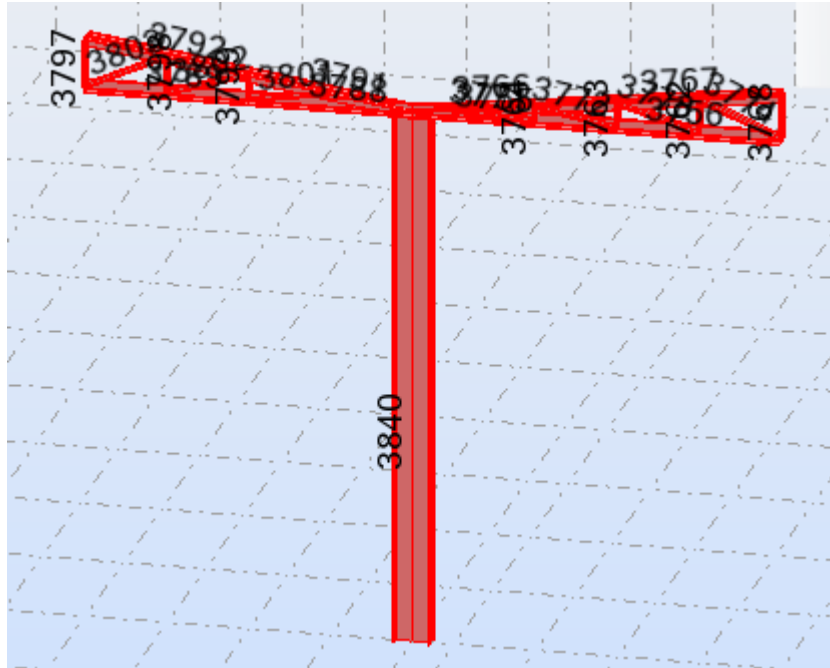
$$n_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

Où  $K_1$  et  $K_2$  sont les coefficients de rigidité des tronçons adjacents.

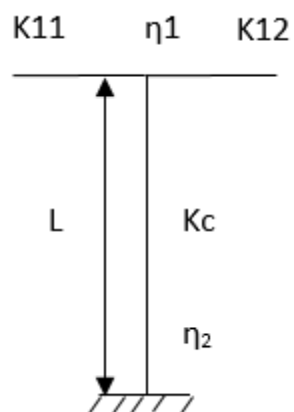
$K_c$  est le coefficient de rigidité  $I/L$  du poteau

$K_{ij} = 0,75 I_p / L$  le coefficient de rigidité effective de la poutre à Treillis Articulée à l'extrémité opposée

- Suivant l'axe z-z (plan du portique a ferme) :



**Figure VII.3:** Poteau Intermédiaire du hangar



- Calcul de  $K_c$  coefficient de rigidité du poteau :

$$K_c = \frac{I_y(\text{poteau})}{L} = \frac{215300}{1000} = 215,3 \text{ cm}^3$$



- **Calcul de  $K_{ij}$  le coefficient de rigidité effective de la poutre a treille  $2L(200 \times 200 \times 20)$  :**

$$K_{ij} = 0.75 I_p / L$$

$$I_p = (A_s \cdot y_s^2 + A_i \cdot y_i^2) + I_s + I_i$$

$A_i$  et  $A_s$ : la section de la cornière  $2L(120 \times 120 \times 10)$

$$A_i = A_s = 152,6 \text{ cm}^2$$

$$y_i = y_s = (160 - 5,68) / 2 = 74,32 \text{ cm}$$

$I_s = I_i$ : moment d'inertie /z des membrures

$$I_s = I_i = 2 \cdot I_{zc} = 2 \cdot 2851 = 5702 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 2(152,6 \cdot (74,32)^2 + 5702) = 1828462,74 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} K_{11} = 0,75 \frac{I_p}{L} = \frac{1828462,74}{2600} = 527,44 \text{ cm}^3 \\ K_{12} = 0,75 \frac{1828462,74}{2100} = 653,022 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$n_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}} \rightarrow \eta_1 = 0,154$$

$$n_2 = \frac{K_c}{K_c} = 1 \rightarrow \eta_2 = 1 \text{ (encastrement a la base)}$$

$$\frac{L_{cr}}{L} = 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2$$

$$\rightarrow \frac{L_{cr}}{L} = 0,734$$

$$L_{Ky} = 7,34 \text{ m.}$$

- **Suivant l'axe y-y (hors plan du portique) :**

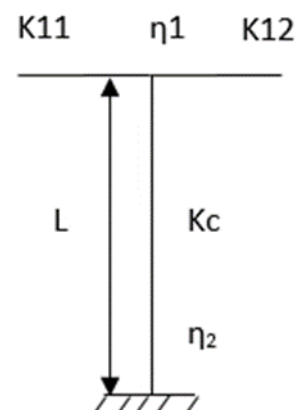
#### a) Calcul des longueurs de flambement

$$\eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = 1 \text{ (encastrement à la base)}$$

$$K_{11} = 0,75 \cdot \frac{23130}{L} \text{ (poutre sablier)}$$

$$K_{11} = 28,91 \text{ cm}^3 = K_{12}$$



$$K_c = \frac{I_z(\text{poteau})}{l_0} = \frac{12180}{1000} = 12,18 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0,17$$

$$\frac{L_{cr}}{L} = 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2 \rightarrow \frac{L_{cr}}{L} = 0,73$$

$$L_{Kz} = 0,73 \cdot l_0 = 4,43 \text{ m}$$

• **Calcul des élancements réduits :**

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{734}{28,75} = 25,53$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \right] [\beta_W]^{0,5} = 25,53 / 93,9 = 0,27$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ;  $\alpha=0,21$  (tableau 3).

$$\chi_y = 0,9775$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors plan du portique)

$$\bar{\lambda}_z = 0,68$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ;  $\alpha=0,34$  (tableau 3)

$$\chi_z = 0,783$$

$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,27$  donc il y a lieu de tenir compte de flambement

➤ **Suivant yy :**

**Calcul de  $k_y$  :**

$$K_y = 1 - (\mu_y \cdot N_{sd}) / \chi_y \cdot A \cdot f_y$$

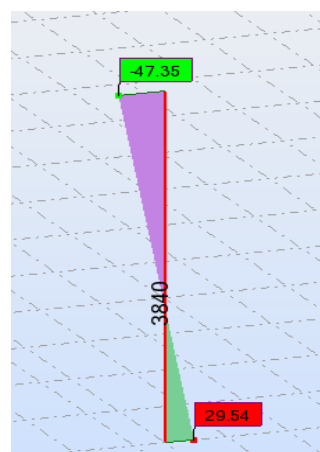
$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right]$$

$$\Psi = \frac{-47,35}{29,35} = -1,61 \leftrightarrow \Psi = -1$$

$$\beta_{M\Psi} = 1,8 - 0,7 \Psi = 2,5$$

$$\beta_M = \beta_{M\Psi} + \frac{M_Q}{\Delta_M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\Psi})$$

$$\beta_{My} = 2,03$$



**Figure VII.4 :** Diagramme des moments-y-y

$$\beta_{M_Q} = 1,3$$

$$M_Q = |\max M|$$

$$M_Q = 47,35$$

$$\Delta_M = |\max M| + |\min M|$$

$$\Delta_M = 76,89$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M_y} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right]$$

$$\mu_y = 0,27(2 \times 2,30 - 4) + ((7032 - 6241) / 6241) \Rightarrow \mu_y = 0,126$$

$$k_y = 1 - ((0,126 \times 207,48) / (0,9775 \times 260,5 \times 23,5)) = 0,99$$

$$k_y = 0,99$$

➤ **Suivant z-z :**

➤ **Calcul de  $k_z$  :**

$$K_z = 1 - (\mu_z \cdot N_{sd}) / \chi_z \cdot A \cdot f_y$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M_z} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right]$$

$$\Psi = \frac{0,28}{-0,20} = -1,04 \rightarrow \Psi = 1$$

$$\beta_{M\Psi} = 1,8 - 0,7\Psi = 1,5$$

$$\beta_{M_z} = 1,31$$

$$\mu_z = 0,68(2 \times 1,31 - 4) + ((1257 - 811,9) / 811,9) \Rightarrow \mu_z = -0,390$$

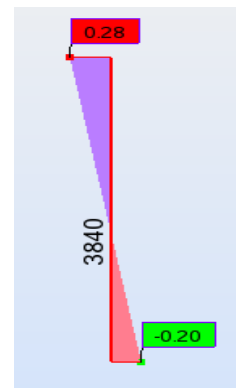
$$K_z = 1 - ((-0,390 \times 207,48) / (0,783 \times 260,5 \times 23,5))$$

$$k_z = 1,016$$

➤ **Conditions de résistance**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply} \frac{\gamma_{m1}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz} \frac{\gamma_{m1}}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{207,48 \times 1,1}{0,783 \times 260,5 \times 23,5} + \frac{0,99 \times 47,38 \times 1,1}{165252} + \frac{1,016 \times 0,28 \times 1,1}{29539,5} = 0,04 \leq 1 \text{ ok}$$



**Figure VII.5 :** Diagramme des moments-z-z

**b) Vérification au déversement**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

K et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective ;

$$L=4,504 \quad C_1=0,712 \quad C_2=0,652 \quad C_3=1,07 \quad K=0,5 \quad Z_g=29,1\text{cm} \quad Z_j=0\text{cm}$$

$$I_t=513,9 \quad I_w=13350$$

$$M_{cr}=1041,78\text{KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \beta_w=1 \quad \text{section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,25 > 0,4 \Rightarrow \text{il y'a un risque de déversement}$$

$$\chi_{LT} = 0,53$$

Courbe a  $\Rightarrow$  il y'a un risque de déversement

$$\mu_y = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \beta_{mLT} - 0,15$$

$$\beta_{mLT} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi$$

$$\beta_{mLT} = 1,8 - 0,7 \cdot -0,38 = 2,06$$

$$\mu_y = 0,15 \times 0,27 \times 2,06 - 0,15 = -0,066$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_{LT} = 1 - (-0,066 \cdot 207,48) / (0,783 \cdot 260,5 \cdot 23,5) = 1,002$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{207,48 \times 1,1}{0,783 \times 260,5 \times 23,5} + \frac{0,99 \times 47,38 \times 1,1}{0,53 \times 165252} + \frac{1,016 \times 0,28 \times 1,1}{0,53 \times 29539,5} = 0,05 \leq 1 \text{ Vérifié.}$$

Donc le poteau HEA700 est vérifié.

**CHAPITRE VIII :**  
**Calculs des assemblages**

**VIII.1. Introduction**

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Il y a plusieurs types d'assemblage dans la construction métallique et plusieurs techniques de réalisation, donc ils doivent cependant tous obéir à ne pas affaiblir la résistance des pièces.

**VIII.2. Assemblage des éléments de la ferme**

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous.

**Tableau. VIII.1 :** Efforts dans les éléments de la ferme.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	673,80	755,11	92,07	62,26
Section	2L(200×200×20)	2L(200×200×20)	2L(70×70×9)	2L(70×70×9)

Les éléments de la ferme sont des éléments en double cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

**VIII.2.1. Pré dimensionnement du gousset**

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

**Tab. VIII.2 :** Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

- Pour les membrures supérieures :  $200 < N = 673,80 \text{ kN} < 750 \text{ kN}$
- Pour les membrures inférieures :  $200 < N = 673,80 \text{ kN} < 750 \text{ kN}$
- Pour les diagonales :  $200 < N = 92,07 \text{ kN} \leq 200$
- Pour les montants :  $N = 62,26 \text{ kN} < 200 \text{ kN}$

Donc on choisit  $e = 12 \text{ mm}$ .

**VIII.2.1.1. Pré dimensionnement de la gorge**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}} \quad \text{avec :}$$

$t_{\text{max}}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\text{max}} = 12\text{mm} \quad (\text{épaisseur du gousset})$$

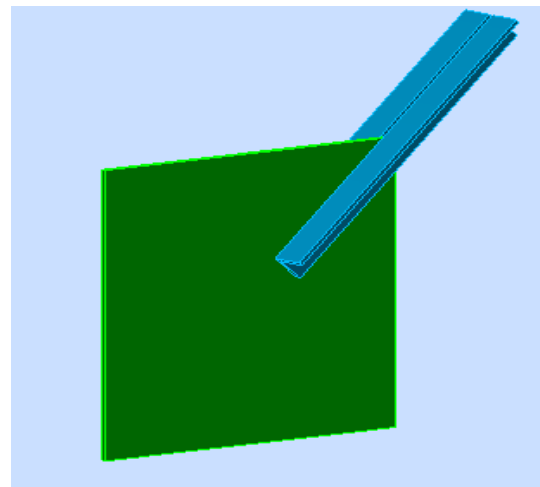
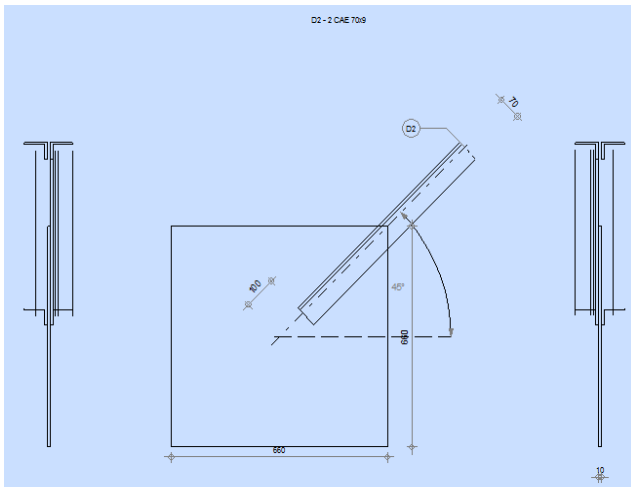
$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 12\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 6\text{mm} \Rightarrow a = 4\text{mm}$$

**a) Les longueurs de soudures**

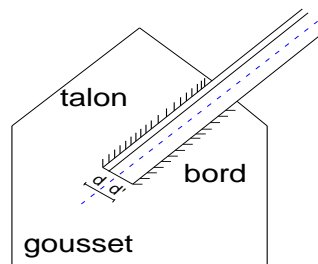
Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$



**Figure.VIII.1.a** :Détaille assemblage

**Figure.VIII.1.b**:Longueurs des soudures



**Figure.VIII.1.b2** : Détaille longueurs des soudures

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura :

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

$N/2$  : effort repris par une cornière

$\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_{m0} = 1,25$

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation  $\beta_w = 0,8$

$f_u$  : Résistance limite de rupture  $f_u = 360$  MPa

$a$  : Gorge de la soudure  $a = 4$  mm

$d$  : Distance du centre de gravité au talon

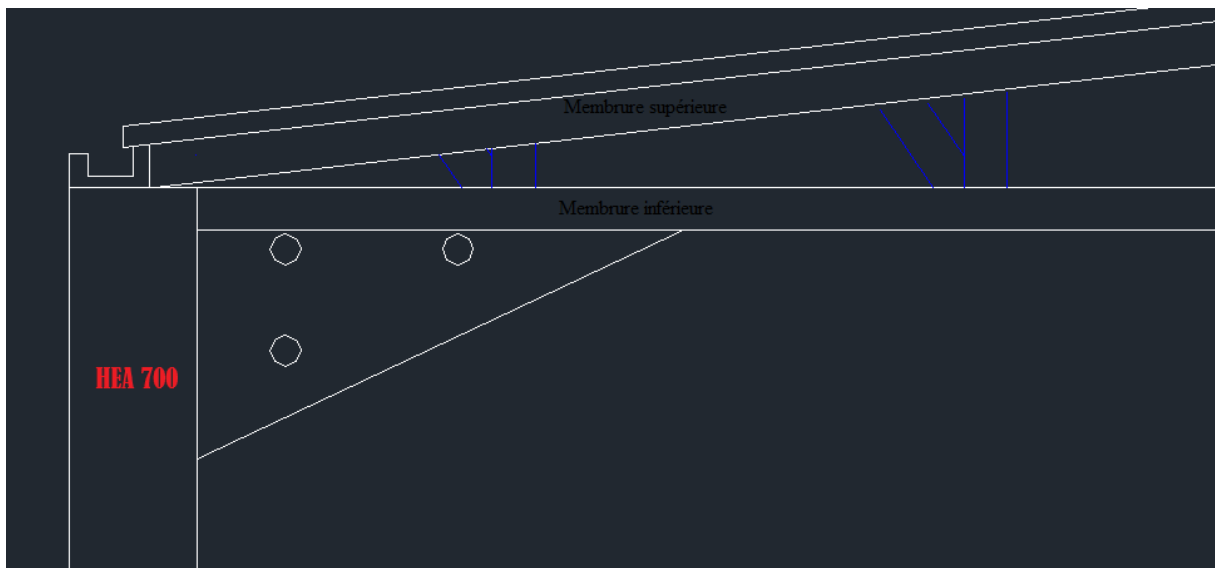
$d'$  : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

**Tableau.VIII.3** : Dimension des cordons de soudure

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L <sub>talon</sub> (cm)	L <sub>bord</sub> (cm)	
Membrure supérieure	2L (200*200*20)	14,32	5,68	0	40,5	4
Membrure inférieure	2L (200*200*20)	14,32	5,68	0	45,5	4
Diagonale	2L (70*70*9)	4,95	2,05	4	6	4
Montant	2L (70*70*9)	4,95	2,05	3	4	4



**VIII.3. Assemblage poteau – ferme (HEA700 - 200\*200\*20)****Figure.VIII.3 :** Assemblage poteau – ferme

$$\begin{cases} N_{MAX} = 212,79 \text{ KN} \\ M_{MAX} = 106,86 \text{ kN.m} \\ V_{MAX} = 71,17 \text{ kN} \end{cases}$$

**La disposition constructive des boulons**

On choisit des boulons M 20 de diamètre  $\varnothing 20$  de classe 10.9

Nombre de boulons = 10

Nombre de files :  $n = 2$

Section nominale du boulon  $A = 314 \text{ mm}^2$

Section résistante de la partie filetée :  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Poteau HEA700

Ferme : 2L 200.200.20

**Condition de résistance des boulons****Distance entre axe des boulons****•Entre axe des boulons**

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$  (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 180 \text{ mm}$

• **Pince longitudinale**

$$e_1 \geq 1.5d_0$$

$$e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 50 \text{ mm}$ .

• **Pince transversale**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 60 \text{ mm}$ .

**3. Détermination des efforts dans les boulons**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures de boulons.

$$d_1 = 500 \text{ mm}.$$

$$d_2 = 400 \text{ mm}.$$

$$d_3 = 300 \text{ mm}.$$

$$\sum di^2 = (500)^2 + (400)^2 + (300)^2 = 0,5m^2$$

$$N_i = \frac{Msd \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{106,86 \times 0.50}{0.5} = 106 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{106,86 \times 0.40}{0.50} = 85,488 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{106,86 \times 0.30}{0.50} = 64,116 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $N_i \leq n \times F_P$  avec :  $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{106.10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 75,7 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons M18 avec  $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$ .

**4. Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_R = \frac{F_P \times \sum di^2}{d_1}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134,4 \text{ KN par boulon}$$

Soit  $134,4 \times 2 = 268,8 \text{ KN}$  par rangée.

$$M_R = \frac{268,8 \times 0,5}{0,5} = 268,8 \text{ KN.m}$$

### 5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\text{Par boulons : } V_1 = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{71,17}{10} = 7,117 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_S = \frac{K_S \times \mu \times m \times F_P}{\gamma M_b}$$

Avec :

$$\mu = 0,3$$

$$K_S = 1$$

$$\gamma M_S = 1,25$$

$$m = 1$$

$$F_P = 0,7 \times f_{ub} \times A_S = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134,4 \text{ KN.}$$

$F_P = 134,4 \text{ KN}$  par rangée.

$$F_S = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times 134,4}{1,25} = 32,256 \text{ KN.}$$

$V_1 = 7,117 \text{ KN} < F_S = 32,256 \text{ KN}$  (vérifiée)

### 6. Résistance de l'âme du poteau en traction

$$F_t = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma M_0}$$

Avec :

$$b_{eff} = t_f + 2t_f + 5(t_f + r)$$

$$b_{eff} = 27 + 2 \times 27 + 5(27 + 27) = 351 \text{ mm.}$$

$$f_t = 235 \times 14,5 \times \frac{351}{1,1} = 1087,30 \text{ KN.}$$

### Résistance de l'âme du poteau au cisaillement

$$V_R = 0,58 f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma M_0}$$

$$V_R = 0,58 \times 235 \times 690 \times \frac{14,5}{1,1} = 1239,710 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M}{h - t_f} = \frac{106,86}{6,63} = 16,11 \text{ KN}$$

$F_V = 16,11 \text{ KN} < V_R = 1239,710 \text{ KN.}$

**Conclusion :** L'assemblage calculé est satisfait.

#### **VIII.4.Assemblage des éléments de contreventements**

##### **VIII.4.1.Contreventement horizontal**

##### **VIII.4.1.1.Assemblage de la diagonale sur le gousset**

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

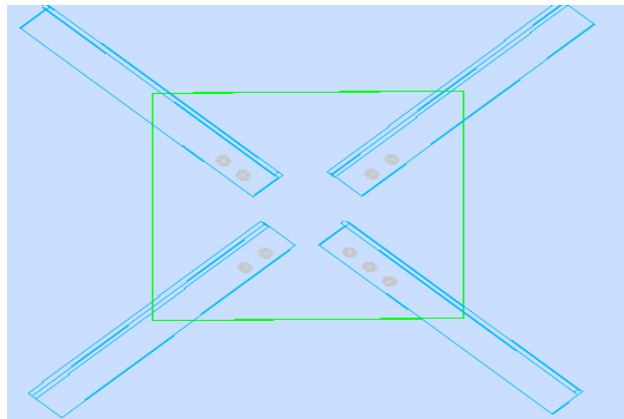
$$N_{ELU} = 64,87\text{kN}$$

$$N_{ELS} = 43,24\text{kN}$$

On utilise des boulons ordinaires dont la résistance de calcul au glissement  $F_{SRd}$  est donnée par la formule :

$$F_{SRd} = \frac{0,5A_s \times F_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$



**Figure.VIII.4:** Assemblage diagonale-gousset

Boulon de classe 6.8  $\Rightarrow f_u = 600\text{MPa}$

Les diagonales : L (90\*90\*12)

Boulon M14,  $A_s = 1,15 \text{ cm}^2$

On doit déterminer le nombre des boulons.

$$F_{vRd} = \frac{0,5 \times 1,15 \times 60}{1,25} = 27,6\text{kN}$$

##### ➤ **Vérification à l'ELU**

L'effort tranchant repris par un boulon est:  $F_{V,sd} = \frac{N}{n.p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{sRd} \cdot P} = \frac{64,87}{27,6 \times 2} = 0,71$$

Soit n=2 Boulons de M14.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$F_{vRd} = \frac{0,5 \times 1,15 \times 60}{1,1} = 31,36 \text{ kN}$$

$$F_V = \frac{21,62}{2 \times 1} = 10,81 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = 31,36 > F_V = 10,81 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons 2M14 de classe 6.8.

❖ **Disposition des boulons**

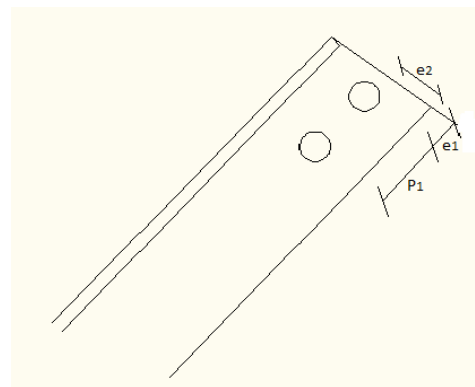
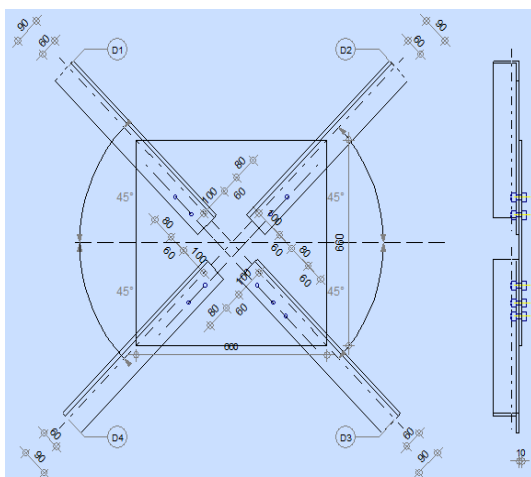
$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On opte pour un gousset de 8mm et des boulons M14, d<sub>0</sub>=15mm

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 60 \text{ mm} \\ P_1 = 80 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La figure suivante montre la disposition des boulons sur le gousset :



**Figure.VIII.5 :** Disposition des boulons

- **Vérification à la pression diamétrale**

- **Pour la cornière :** on doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 1,33$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1,33 \times 360 \times 14 \times 6 / 1,25 = 80,44 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{64,87}{2 \times 2} = 16,217 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Pour le gousset**

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 1,33$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1,33 \times 360 \times 14 \times 8 / 1,25 = 107,25 \text{ kN}$$

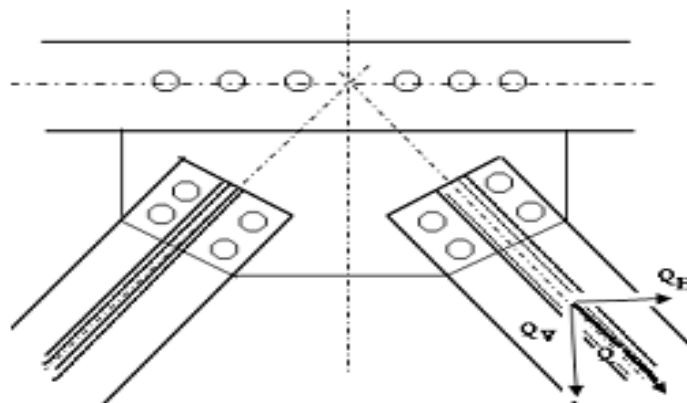
$$F_{V,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{64,87}{2 \times 1} = 32,435 \text{ kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

#### **VIII.4.1.2. Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme**

Gousset fixé à 8mm avec boulon M18 de classe 8.8

$$\begin{cases} e_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 60 \text{ mm} \\ P_1 = 80 \text{ mm} \end{cases}$$



**Figure.VIII.6** : Assemblage gousset – membrure**a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon**

$$Q = 52,42 \text{ kN}$$

$$Q_v = 52,42 \cos 40,33 = 39,96 \text{ kN}$$

$$Q_h = 52,42 \sin 40,33 = 33,92 \text{ kN}$$

❖ Cisaillement vertical des boulons:

$$Q_{1v} = \frac{Q_v}{n} \quad n : \text{nombre de boulon}$$

$$Q_{1v} = \frac{39,96}{2} = 19,98 \text{ kN}$$

$$Q_{1h} = \frac{33,92}{3} = 11,30 \text{ kN}$$

D'où l'effort de cisaillement  $Q_{\max}$  sur le boulon est:

$$Q_{\max} = \sqrt{Q_{1v}^2 + Q_{1h}^2} = \sqrt{19,98^2 + 11,30^2} = 22,95 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 22,95 \text{ kN}$$

**b) Vérification à la résistance des boulons****➤ Au cisaillement seul**

$$Q_{\max} \leq F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m0}}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 1,92 \times 80 = 107,52 \text{ kN}$$

$$F_{SRd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{107,52}{1,25} = 25,80 \text{ kN}$$

D'où :  $Q_{\max} = 22,95 \text{ kN} < F_{SRd} = 25,80 \text{ kN}$  vérifié

Donc : on choisit 6M18 de classe 8.8.

**VIII.5. Assemblage du couvre joint****VIII.5.1. Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure**

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

$$N_{ELU} = 433,16 \text{ kN}$$

$$N_{ELS} = 241,84 \text{ kN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au Glissement  $F_{SRd}$  est donnée par la formule :

$$F_{SRd} = \frac{K_S \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

Boulon de classe 8.8  $\Rightarrow f_u = 800MPa$

Boulon M20,  $A_s = 2,45 \text{ cm}^2$

D'où :

$$F_{SRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 0,7 \times 80 \times 2,45}{1,25} = 32,93kN$$

➤ **Vérification à l'ELU**

L'effort tranchant repris par un boulon est:  $F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{SRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{SRd} \cdot p} = \frac{433,16/2}{32,93 \times 1} = 6,57$$

Soit n=8 Boulons parrangée.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$F_{SRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,7 \times 80 \times 2,45}{1,1} = 37,42kN$$

$$F_{V,sd} = \frac{241,84/2}{8 \times 1} = 15,11kN$$

$$F_{SRd} = 37,42 > F_V = 15,11kN \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons 8M20 de classe 8.8 par rangées.

❖ **Disposition des boulons**



$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{mm} \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} e_1 = 50 \text{mm} \\ e_2 = 50 \text{mm} \\ P_1 = 60 \text{mm} \end{cases}$$

• **Vérification à la pression diamétrale**

- **Pour la cornière** : on doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V, sd} \leq F_{b, Rd} = 2,5 a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,65$$

$$F_{b, Rd} = 2,5 \times 0,65 \times 360 \times 20 \times 10 / 1,25 = 93,6 \text{kN}$$

$$F_{V, sd} = \frac{N/4}{n.p} = \frac{108,29}{4 \times 1} = 27,07 \text{kN}$$

$$\text{donc } F_{V, sd} \leq F_{b, Rd} \quad \text{vérifiée}$$

- **Pour la platine**:

$$F_{V, sd} \leq F_{b, Rd} = 2,5 a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,65$$

$$F_{b, Rd} = 2,5 \times 0,65 \times 360 \times 20 \times 10 / 1,25 = 93,6 \text{kN}$$

$$F_{V, sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{433,16}{16 \times 1} = 27,07 \text{kN}$$

$$\text{donc } F_{V, sd} \leq F_{b, Rd} \quad \text{vérifiée}$$

**VIII.5.2. Assemblage du couvre joint dans la membrure supérieure**

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

$$N_{ELU} = 547,92 \text{kN}$$

$$N_{ELS} = 365,28 \text{Kn}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au Glissement  $F_{SRd}$  est donnée par la formule :

$$F_{SRd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

Boulon de classe 8.8  $\Rightarrow f_u = 800 \text{MPa}$

Boulon M20,  $A_s = 2,45 \text{ cm}^2$

D'où :

$$F_{SRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 0,7 \times 80 \times 2,45}{1,25} = 32,93 \text{kN}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

L'effort tranchant repris par un boulon est:  $F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{SRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{SRd} \cdot p} = \frac{547,92/2}{32,93 \times 1} = 8,31$$

Soit  $n=12$  Boulons (pour des raisons constructives) par rangée donc Six (6) boulons par cornière.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$F_{SRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,7 \times 80 \times 2,45}{1,1} = 124,72 \text{kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{365,28/2}{12 \times 1} = 15,22 \text{kN}$$

$$F_{SRd} = 124,72 > F_V = 15,22 \text{kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons 12M20 de classe 8.8 par rangée.

❖ **Disposition des boulons**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{mm} \end{array} \right.$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 50 \text{mm} \\ e_2 = 50 \text{mm} \\ P_1 = 60 \text{mm} \end{array} \right.$$

### Vérification à la pression diamétrale

#### - Pour la cornière

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,65$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,65 \times 360 \times 20 \times 10 / 1,25 = 93,6 \text{kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/4}{n.p} = \frac{136,98}{6 \times 1} = 22,83 \text{kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

#### - Pour la platine

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,65$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,65 \times 360 \times 20 \times 10 / 1,25 = 93,6 \text{kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{547,92}{24 \times 1} = 22,83 \text{kN}$$

$$\text{donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

**CHAPITRE IX :**

**Assemblages des pieds de poteaux**

**IX. Calcul des pieds de poteaux****IX.1. Introduction**

Les poteaux sont élargis à leur base par des platines soudées, le tous reposent sur le sol par l'intermédiaire d'un massif en béton, auquel il est ancré par des boulons de scellement, le but est de transmettre les sollicitations appliquées à la construction, aux fondations.

**IX.1.2. Sollicitations**

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

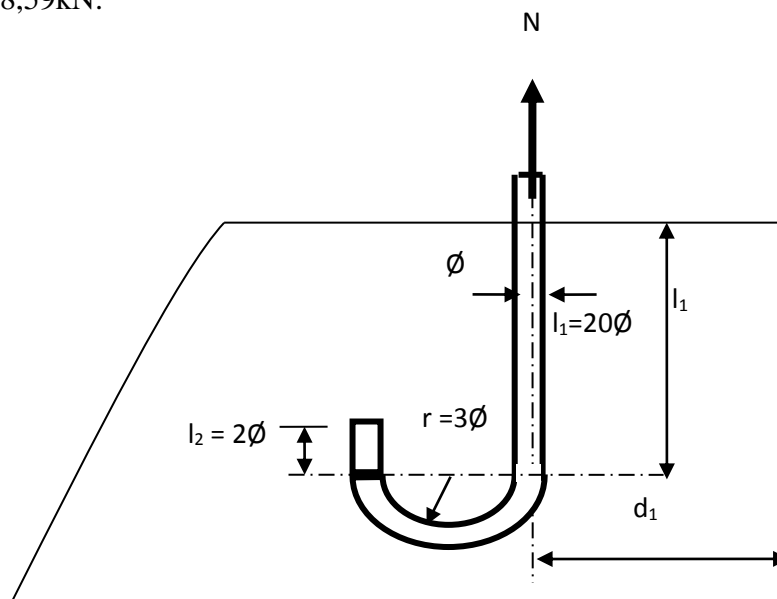
**Tableau. IX.1 :** Les sollicitations les plus défavorables

Combinaisons	$N_{\max}$ (kN)	$M_y$ (kN.m)	$V_y$ (kN)	$M_z$ (kN.m)	$V_z$ (kN)
G+1,5 W2S	188,59	129,21	-58,60	56,60	32,52
1,35G + 1,5S	75,35	46,04	-0,45	1,87	7,72

**IX.1.3. Dimensionnement des tiges d'ancrages**

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 188,59 \text{ kN.}$$



**Figure. IX.1 :** Tige d'encrage du pied du poteau.

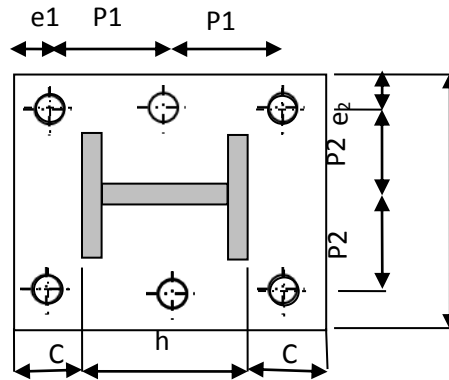
$$b = h + 2c = 69 + 30 = 99 \text{ cm}$$

$h$  : la hauteur de la section HEA700  $\Rightarrow h = 690 \text{ mm}$

$c$  : le débord, donné par :  $c = (100 / 150) \text{ mm}$

On prend :  $c = 150 \text{ mm}$

D'où :  $a = b' + 2c' = 30 + 2 \times 15 = 60 \text{ cm}$



**Figure. IX.2 :** Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_a$ ).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

$n$  : nombre de tiges.

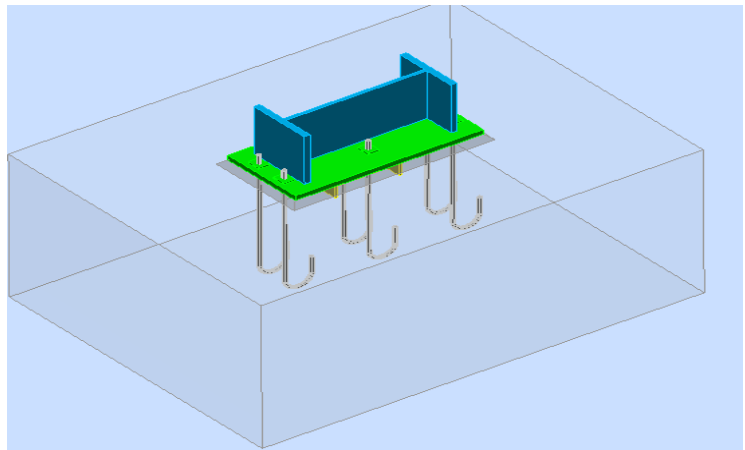
$N_t$  : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{6} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{188,59}{3,14 \times 23,5}} = 1,59 \text{ cm}$$

Donc :  $\phi = 2 \text{ cm}$



**Figure IX.3 :** Vue du pied de poteau encastré

Soit des tiges d'ancrages de **20 mm** de diamètre.

#### **IX.1.4. Vérification de la tige d'ancrage**

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

$N_a$  : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, l_1 = 20\phi, l_2 = 2\phi$$

$g_c$  : Le dosage en ciment = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$$r = 3\phi = 6cm$$

$$l_1 = 20\phi = 60cm$$

$$l_2 = 2\phi = 6cm$$

$$d_1 = 5cm$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{5}\right)^2} \cdot (60 + 38,4 + 21) = 84,06kN$$

$$N_a = 84,06kN \leq \frac{N_t}{6} = 31,43kN \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre  $\phi = 2 cm$

### IX.1.5. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{129,21}{188,59} = 0,68m$$

$$e = 68cm > \frac{h}{6} = \frac{69}{6} = 11,5cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 14,715cm^2 \text{ (A : aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau)}$$

$$l = 60cm$$

$$h = 69cm$$

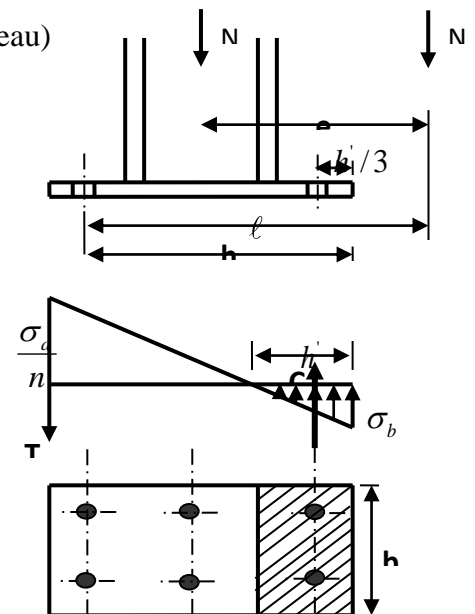
$$b = 30cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h^3 + (-23,1)h^2 + 585,99 \cdot h' - 22092,033 = 0$$

$$h' = 68,746cm$$



**Figure IX.4 :** Contrainte due au moment

**IX.1.6. Les contraintes dans le béton**

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 188,59 \times 60}{30 \times 68,746 \left( 69 - \frac{68,746}{3} \right)} = 0,238 \text{MPa} < f_{ub} = 14,2 \text{MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

**IX.1.7. Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{188,59}{14,715} \cdot \frac{60 - 69 + \frac{68,746}{3}}{\left( 69 - \frac{68,746}{3} \right)} = 3,869 \text{MPa} \leq f_y = 235 \text{MPa}$$

soit  $1,25 \sigma_a = 4,836 \text{MPa} \leq f_y = 235 \text{MPa}$  Vérfiée

**IX.2. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine****IX.2.1. Résistance de calcul du béton à la compression**

Résistance de calcul du béton à la compression:  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  où :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_{cc} = 1$

**EN 1992-1-1 § 3.1.6 (1)**

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Tableau 4.1 EN 1992-1-1}$$

Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

La valeur du coefficient du matériau de scellement est :  $\beta_j = 2/3$ .

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre  $(A_{c1}/A_{c0})^{0,5} = \alpha = 1,5$ .

**IX.2.2. Estimation de l'aire de la plaque d'assise**

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \text{Max} \left( \frac{1}{h_c b_{jc}} \cdot \left( \frac{N_{jEd}}{f_{cd}} \right)^2, \frac{N_{jEd}}{f_{cd}} \right)$$

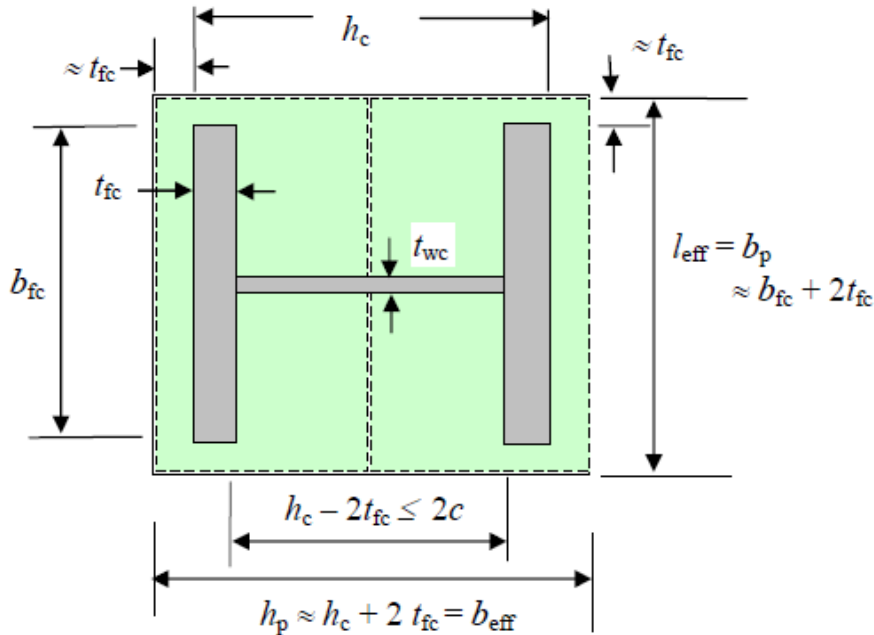
$$A_{c0} = \text{Max} \left( \frac{1}{690 \times 300} \cdot \left( \frac{188,59 \cdot 10^3}{16,7} \right)^2, \frac{188,59 \cdot 10^3}{16,7} \right) \rightarrow A_{c0} = 11292,814 \text{ mm}^2$$



**IX.2.3.Choix du type de la plaque d'assise**

Comme estimation pour  $A_{c0} = 11292,814 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 690 \times 300 = 196650 \text{ mm}^2$  une plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :



**Figure IX.5 :** Aire / dimensions des tronçons en T équivalents en compression EN1993-1-8

$$b_p \approx b_{fc} + 2t_{fc} = 300 + 2.27 = 35,4 \text{ cm} \Rightarrow b_p = 40 \text{ cm}$$

$$h_p \approx h_c + 2t_{fc} = 690 + 2.27 = 74,4 \text{ cm} \Rightarrow h_p = 75 \text{ cm}$$

$$A_{c0} = b_p \times h_p = 40 \times 75 = 300 \text{ cm}^2 > 112,92 \text{ cm}^2$$

**IX.2.4.Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise**

Pour une plaque d'assise à projection courte, la valeur de la largeur d'appui additionnelle, c,

$$\text{est donnée par : } \begin{cases} c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \\ \text{ou } A = +2 \\ B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -963 \text{ mm} \end{cases}$$

$$C = 0,5 N_{j,Ed} / f_{jd} - (2b_{fc}t_{fc} + 4 t_{fc}^2 + 0,5 h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$$

$$C = 0,5 \times 188,59.10^3 / 16,7 - (2 \times 300 \times 27 + 4 \times 27^2 + 0,5 \times 690 \times 14,5 - 27 \times 14,5)$$

$$\Rightarrow C = -23083,092 \text{ mm}^2$$

$$\text{La largeur additionnelle est de } c = \frac{963 - \sqrt{963^2 - 4 \cdot 2 \cdot -23083,092}}{2 \cdot 2} = 22,88 \text{ mm}$$

Vérifier qu'il n'y a pas recouvrement des zones en T :

$$c \leq (h_c - 2t_{fc})/2 = (690 - 2 \cdot 27)/2 = 318 \text{ mm ok}$$

Vérifier que la largeur de la plaque d'assise est adéquate :

$$c \leq (h_p - t_w)/2 = (750 - 14,5)/2 = 367,75 \text{ mm ok}$$

La résistance de calcul d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré s'obtient au moyen de l'expression :

$$N_{j,Rd} = (2 A_{c0,f} + A_{c0,w}) f_{jd}$$

$$\text{où : } A_{c0,f} = (300 + 2 \times 20) (20 + 27 + 22,88) = 23759,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0,w} = [690 - 2 \times (27 + 22,88)] (2 \times 22,88 + 14,5) = 529,98 \text{ mm}^2$$

Par conséquent :

$$N_{j,Rd} = (2 \times 23759,2 + 529,98) \times 16,7 \cdot 10^{-3} = 802,40 \text{ kN}$$

$$\text{Et donc : } N_{j,Ed} = 188,59 \text{ kN} < N_{j,Rd} = 802,40 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

### **IX.2.5. Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \leq t_{p \min} = c / \sqrt{(f_y / 3 f_j \gamma_{m0})} = 22,88 / \sqrt{235 / 3 \cdot 1,67 \cdot 1} = 10,56 \text{ mm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur :  $t_p = 3 \text{ cm}$ .

### **IX.2.6. Vérification de la section 1-1**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2). Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur  $t$ , sont :

$$M_1 = \sigma_b b \frac{n^2}{2} = 0,238 \times 0,4 \times \frac{15^2}{2} = 10,71 \text{Kn.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 7,35 \text{kN.m}$$

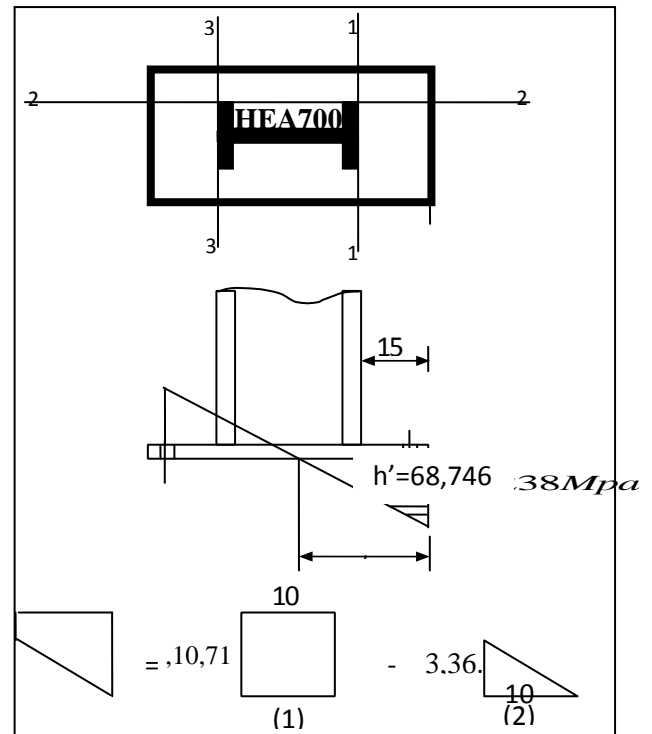
- le module d'inertie de la platine

$$\text{pour } b = 1 \text{cm} \quad \frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y t \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{7,35 \times 6 \times 10^2}{40 \times 23,5}} = 2,16 \text{cm}$$

$$t \geq 4,33 \text{cm}$$



**Figure IX.6 :** Vérification de la contrainte

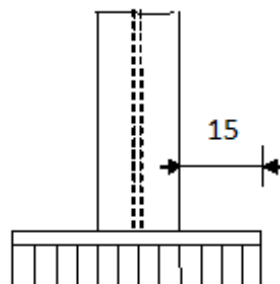
**Vérification de la section 2-2**

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 10,71 \times 15 \times \frac{0,15}{2} = 12,048 \text{kN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{12,048 \times 6 \times 10^2}{75 \times 23,5}} = 2,02 \text{cm}$$

$$t \geq 1,69 \text{cm}$$



**Figure IX.7:** Vérification de la section 2-2

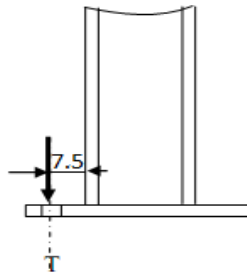
**Vérification de la section 3-3**

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 14,715 \times 10^2 \times 3,869 = 5,691 \text{ kN}$$

$$M = 0,1 \times 5,691 = 0,5691 \text{ kN.m}$$

$$W_{el} = \frac{bt^2}{6}$$



**Figure. IX.8** : Vérification de la section 3-3

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{6 \times M}{70t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{70f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 56,9}{70 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,20 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 3cm.**

**CHAPITRE X :**  
**Etude de l'infrastructure**

### X.1.Introduction

La fondation est un élément qui permet de transmettre au sol les charges Revenants a la superstructure. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol ⇒ fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux⇒ fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisées. la contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 1,3bars$ . (Voir Annexes rapport de sol ) La profondeur d'ancrage :  $D = 4,5 m$  (voir annexes).

### X.2.Calcul des fondations

#### X.2.1.Poteau de HEA 700

##### X.2.1.1.Détermination des sollicitations

Pour le calcul on considère les deux états limites (ELU, ELS). Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E(\text{RPA99 V2003 .Art.10.1.4.1})$$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol  $q_u$  d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau. X.1 :** Les sollicitations à la base des poteaux

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	$1,35(G+Q+S)$	$G+0,9(Q+S)$
$N^{\max}$ (kN)	369,16	260,29	449,20
$M_y$ (kN.m)	99,85	138,59	9939
$M_z$ (kN.m)	13,49	4,72	16,42
$V_y$ (kN)	14,62	1,56	17,79
$V_z$ (kN)	70,87	26,67	86,24

##### X.2.1.2. dimensionnement de la semelle

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base ( $a*b$ ), donc les semelles sont rectangulaire ( $A*B$ ).

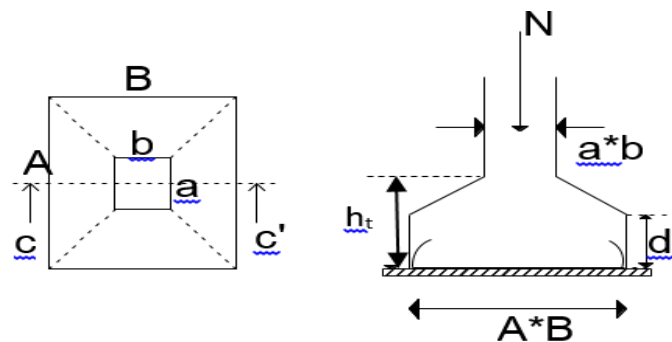
a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h : d + c ; avec c = 5 cm.

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$



**Figure.X.1 :** Dimension de la Semelle

**Critère de non poinçonnement**

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$  Situation accidentelle

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$  Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$\sigma_{sol} = 1,3bars$

$a = 75cm$

$b = 40cm$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = \frac{40}{75} A$$

**X.2.1.3. Dimensionnement de la semelle**

- **Situation accidentelle**  $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \frac{5}{8}A} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 0,72A + 2,21 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{99,85}{369,16} = 0,27$$

$$\Rightarrow A = 1,5m$$

Soit **A = 1,5 m** et **B = 0,8 m**

- **Situation durable**  $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 3,26A + 0,29 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{121,5}{449,20} = 0,27$$

$$A = 1,8m$$

$$\Rightarrow B = 1,20m$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux HEA700 **A=1,8m** et **B=1,20m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,20-0,40}{4} = 20cm \\ \frac{1,8-0,70}{4} = 27,5cm \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 27,5cm$$

$$h = d + c = 27,5 + 5 = \mathbf{32,50 \text{ cm}}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 4,5 - 0,3250 = 4,175 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle**

$$P = 1,8 \times 1,15 \times 0,3250 \times 25 = 16,81kN$$

- **Poids de l'amorce**

$$P = 0,4 \times 0,75 \times 4,175 \times 25 = 31,31Kn$$



- **Poids des terres**

$$P_{\text{terres}} = (1,8 \times 1,2 \times 2 \times 22) - (16,81 + 31,3) = 42,97 \text{ kN}$$

**Poids total:**

$$P = 16,81 + 31,31 + 42,97 = \mathbf{91,09 \text{ kN}}$$

**Les moments à la base**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.X.2** : Les sollicitations à la base de la semelle.

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
$N^{\text{max}}$ (KN)	460,25	351,38	540,29
$M_{by}$ (KN.m)	418,765	258,60	487,47
$M_{bz}$ (KN.m)	79,28	11,74	96,475
$V_y$ (KN)	14,62	1,56	17,79
$V_z$ (KN)	70,87	26,67	86,24

**X.2.1.4. Vérification des contraintes**

On a :  $e = \frac{M}{N}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{6} = 0,2 \Rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{6} = 0,2 \Rightarrow \text{sens B} \end{array} \right.$$

Condition vérifier sauf dans le cas accidentelle sens A, d'où un diagramme sous forme trapézoïdale, les formules a utiliséessont :

$$\sigma_{\text{Max}} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{\text{Min}} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 130 = 260 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 130 = 172,9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau.X.3** : Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)	σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,17	3,46 > 2,6	0,96	2,835 > 1,3
		Sens B	0,91	12,77 > 2,6	-8,33	7,495 > 1,3
Situation Durable	ELU	Sens A	0,03	1,86 > 1,73	1,52	1,77 > 1,3
		Sens B	0,37	4,97 > 1,73	-1,57	3,335 > 1,3
	ELS	Sens A	0,17	4,08 > 1,73	1,13	3,34 > 1,3
		Sens B	0,90	14,86 < 1,73	-9,64	8,735 > 1,3

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle, à l'ELU et à l'ELS dans les deux sens ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A = 3,5m et B = 3,0m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3-0,4}{4} = 65 \text{ cm} \\ \frac{3-0,75}{4} = 0,68 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit  $d = 68 \text{ cm}$

$$h = d + c = 68 + 5 = 73 \text{ cm}$$

l<sub>1</sub> : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 4,5 - 0,73 = 3,77 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle**

$$P_s = A \times B \times h \times f_{c28}$$

$$P = 3,5 \times 3 \times 0,73 \times 25 = 191,625 \text{ kN}$$

- **Poids de l'amorce**

$$P_a = a \times b \times l_1 \times f_{c28}$$

$$P = 0,4 \times 0,75 \times 3,77 \times 25 = 28,27 \text{ kN}$$

- **Poids des terres**

$$P_{terres} = (A \times B \times l_{an} \times \gamma_s) - (P_s + P_a)$$

$$P_{terres} = (3 \times 3,5 \times 4,5 \times 22) - (191,625 + 28,27) = 242,105 \text{ kN}$$

**Poids total**

$$P_t = P_t + P_a + P_{\text{terres}}$$

$$P_t = 191,625 + 28,27 + 242,10 = 461,995 \text{ kN}$$

**Les moments à la base**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.X.4** : Les sollicitations à la base de la semelle.

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
$N^{\max}$ (kN)	831,15	813,37	911,2
$M_{by}$ (KN.m)	418,76	251,56	487,47
$M_{bz}$ (KN.m)	79,28	74,8	96,475
$V_y$ (KN)	14,62	7,52	17,79
$V_z$ (KN)	70,87	22,07	86,24

**iii .Vérification des contraintes**

$$\text{On a : } e = \frac{M}{N}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{A}{6} = 0,2 \Rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{6} = 0,2 \Rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

Condition vérifier sauf dans le cas accidentelle sens A, d'où un diagramme sous forme trapézoïdale, les formules a utilisées sont :

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

**Tableau.X.5:** Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de Chargement		Sens	$e_0$ (m)	$\sigma_{\max}$ (bar)	$\sigma_{\min}$ (bar)	$\sigma_{\text{moy}}$ (bar)
Situation Accidentelle		Sens A	0,1	$0,92 < 2,6$	0,65	$0,88 < 1,3$
		Sens B	0,50	$1,58 < 2,6$	0	$1,185 < 1,3$
Situation Durable	ELU	Sens A	0,06	$0,68 < 1,73$	0,56	$0,655 < 1,3$
		Sens B	0,23	$0,91 < 1,73$	0,33	$0,765 < 1,3$
	ELS	Sens A	0,10	$1,01 < 1,73$	0,61	$0,91 < 1,3$
		Sens B	0,53	$1,77 > 1,73$	-0,052	$1,3 \leq 1,3$

### **X.2.1.5. Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)**

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{3,5}{4} = 0,875m \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{3}{4} = 0,75m \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

sens A :  $e_0 = 0,10m < 0,875m$

sens B :  $e_0 = 0,5m < 0,75m$

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

### **X.2.1.6. Détermination des armatures de la semelle**

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sens A} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

Si l'une des deux conditions est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

#### a). Situation accidentelle

##### - Armatures parallèles à " B "

$$\begin{cases} e_0 = 0,5 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,5 > \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,5) \left( \frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{3}{2} - 0,5} \right)^2 \frac{831,15}{27}$$

$$M_1 = 433,85 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{433,85 \times 10}{0,395 \times 348} = 31,54 \text{ cm}^2$$

$$A = 31,54 \text{ cm}^2$$

##### - Armatures parallèles à " A "

$$\begin{cases} e_0 = 0,1 < \frac{0,75}{6} = 0,125 \\ e_0 = 0,1 < \frac{3,5}{24} = 0,145 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 831,15 \left( 1 + \frac{3 \times 0,1}{3,5} \right) = 902,39 \text{ kN}$$

$$N' = 902,39 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{902,39 \times 10 \times (3,5 - 0,75)}{8 \times 0,68 \times 348} = 13,10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,10 \text{ cm}^2$$

### **b) Situation durable**

#### **b-1) A l'ELU**

##### **- Armatures parallèles à " B "**

$$\begin{cases} e_0 = 0,23 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,23 > \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,23) \left( \frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{3}{2} - 0,23} \right)^2 \frac{656,92}{27}$$

$$M_1 = 275,796 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{275,79 \times 10}{0,612 \times 348} = 12,94 \text{ cm}^2$$

$$A = 12,94 \text{ cm}^2$$

##### **- Armatures parallèle à " A "**

$$\begin{cases} e_0 = 0,06 < \frac{0,7}{6} = 0,116 \\ e_0 = 0,06 < \frac{3,5}{24} = 0,145 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 656,92 \left( 1 + \frac{3 \times 0,06}{3,5} \right) = 690,70 \text{ kN}$$

$$N' = 690,70 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{690,70 \times 10 \times (3,5 - 0,7)}{8 \times 0,68 \times 348} = 10,27 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,21 \text{ cm}^2$$

### b-2) A l'É L S

#### - Armatures parallèles à " B "

$$\begin{cases} e_0 = 0,53 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,53 > \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,53) \left( \frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{3}{2} - 0,53} \right)^2 \frac{911,2}{27}$$

$$M_1 = 487,60 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{487,60 \times 10}{0,612 \times 348} = 12,94 \text{ cm}^2$$

$$A = 22,89 \text{ cm}^2$$

#### - Armatures parallèle à " A "

$$\begin{cases} e_0 = 0,10 < \frac{0,75}{6} = 0,125 \\ e_0 = 0,10 < \frac{3,5}{24} = 0,145 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 911,2 \left( 1 + \frac{3 \times 0,10}{3,5} \right) = 989,30 \text{ kN}$$

$$N' = 989,30 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{989,30 \times 10 \times (3,5 - 0,75)}{8 \times 0,68 \times 348} = 8,51 \text{ cm}^2$$

$$A = 14,37 \text{ cm}^2$$

### c) Condition de non fragilité

$$\text{Min } A_A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 350 \times 73 = 30,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 30,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 300 \times 73 = 26,44$$

$$\text{Min } A_B^s = 26,44 \text{ cm}^2$$

### d) Dispositions constructives

Les armatures seront munies des crochets si : ( $l_s > B/4$  sens B et  $l_s > A/4$  sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

**Suivant B :**  $l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 75 \text{ cm}$

**Suivant A :**  $l_s = \frac{1,6 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 56,43 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 87,5 \text{ cm}$

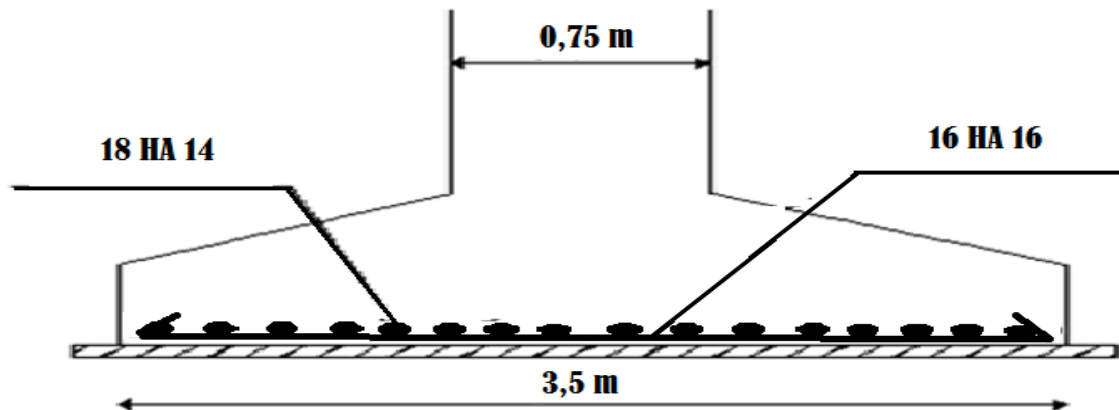
Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau. X.6 :** Les armatures des semelles type 1.

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nombre De barre	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	l <sub>s</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)
		ELU	ELS					
A <sub>s</sub> (A)	31,54	12,94	22,89	26,44	18HA14	27,71	49,38	20
A <sub>s</sub> (B)	13,10	10,21	14,37	30,85	16HA16	32,17	56,43	20





**Figure.X.2** : Schéma de ferrailage de la semelle

### **X.3.Calcul des longrines**

#### **X.3.1.Introduction**

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

#### **X.3.2.Pré dimensionnement**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

30 cm x 30 cm : site de catégorie S<sub>4</sub>

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :( 40x45) cm<sup>2</sup>

#### **X.3.3.Ferrailage**

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_u^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$  (zone IIa, site S<sub>3</sub>)

$$ELU \rightarrow N_t = \left( \frac{663,80}{12} \right) = 55,31 \text{ kN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left( \frac{449,20}{12} \right) = 37,43 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{55,3 \times 10^{-3}}{348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{37,43 \times 10^{-3}}{201} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 40 \times 45$$

$$A_{\min} = 10,8 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit **6HA16**, avec  $A_s = 12,05 \text{ cm}^2$

- **A) Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{40 \times 45 \times 2,1}{400} = 9,45$$

$$9,45 \text{ cm}^2 < 12,05 \text{ cm}^2 \quad \text{est vérifiée}$$

- **B) Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{449,20}{6} = 74,86 \text{ kN/ml}$$

La plus grande portée est :  $l=6\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 45^3}{12} = 303750 \text{ cm}^4$$

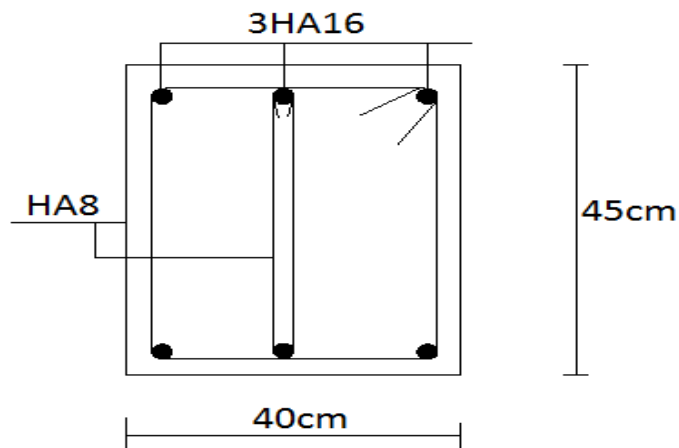
$$f = \frac{5 \times 74,86 \times (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 303750} = 1,98 < 3 \text{ Vérifiée}$$

- **C) Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à :  $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20\text{cm}, 15 \cdot 0,8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.



**Figure.X.3 :** Schéma de ferrailage des longrines.

## **CHAPITRE XI :**

### **Calcul de l'action d'ensemble**

**XI. Introduction**

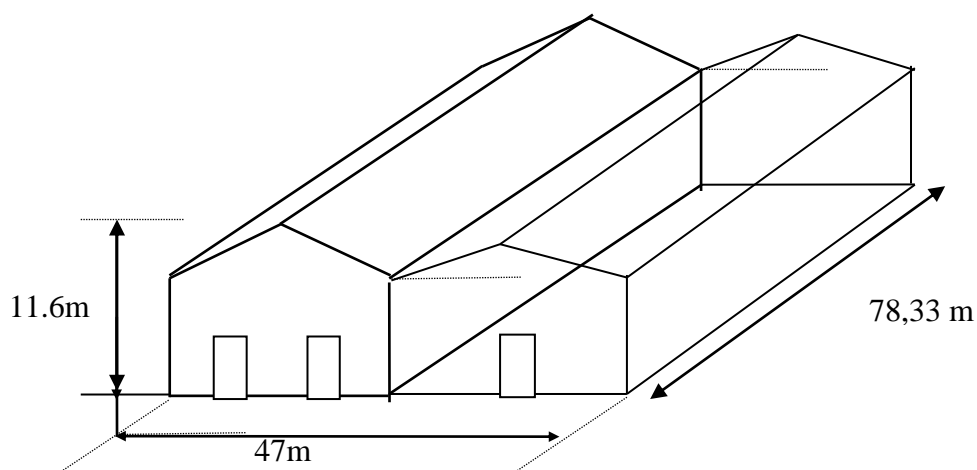
Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme. La stabilité de la structure est assurée si :

$\Sigma$  Moments résistants (stabilisateurs)  $\geq$   $\Sigma$  moments renversants.

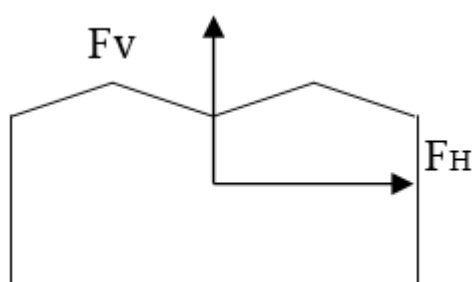
$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

**XI.1. Calcul de l'action d'ensemble du hangar industriel**

Vérifier la stabilité transversale et longitudinale du hangar ci-dessous sous l'action du vent.



**Figure.XI.1** : Détails du projet.

**Données :**

- Longueur : 78,3 m
- Largeur : 47 m
- Hauteur totale :  $h = 11,6$  m
- Implantation du hangar : ZAC TAHERACHT-AKBOU
- Nature du site : plat
- Terrain de catégorie III.

**Ouvertures :**

- Grande face gauche : Pas d'ouvertures
- Grande face droite : Pas d'ouvertures
- Petite face avant : Trois (03) portes de (4.5×4) m<sup>2</sup>, fenêtres (3×1) m<sup>2</sup>.
- Petite face arrière : Pas d'ouvertures

**XI.1.1.Cas du vent**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F<sub>H</sub>)
- Une composante verticale (F<sub>V</sub>)

Ces deux composantes donnent un moment de renversement « M<sub>R</sub> », il faut que ce moment de renversement reste inférieur au moment stabilisant « M<sub>S</sub> » dû au poids propre du bâtiment.

**XI.1.2.Résultat de l'étude au vent**

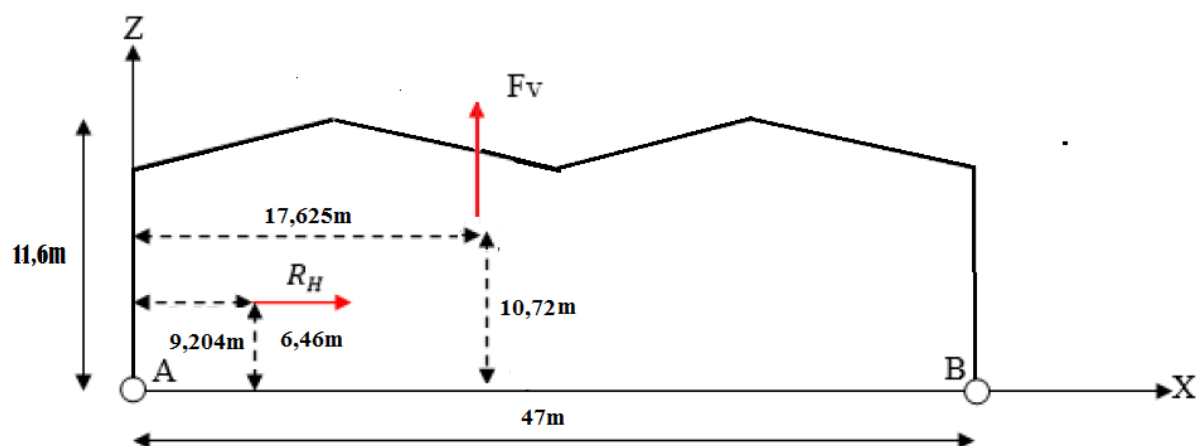
$$X = \frac{\sum F_{Hi} \cdot x_i}{\sum F_{Hi}}$$

$$Y_F = \frac{\sum F_{Vi} \cdot y_i}{\sum F_{Vi}}$$

$$Z_F = \frac{\sum F_i \cdot Z_i}{\sum F_i}$$

**Tableau.XI. 1 :** Vent(V<sub>1</sub>) sur façade principale avec dépression intérieur (C<sub>pi</sub>=-0,5)

Zone	Q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	F <sub>H</sub> (KN)	F <sub>V</sub> (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	716,479	783	561	0	0	39,15	5
E	110,228	783	86,13	0	47	39,15	5
F	-660,99	27,115	0	-17,92	1,6	39,15	10,28
G	-394,43	155,91	0	-61,49	1,6	39,15	10,28
H	343,54	842,54	0	289,41	7,66	39,15	11,22
I	114,51	842,54	0	96,47	14,16	39,15	10,41
J	37,535	183,02	0	6,87	22,6	39,15	11,45
F <sub>fr(toiture)</sub>	–	–	4,250	–	0	39,15	10,8
F <sub>fr(paroi)</sub>	–	–	5,756	–	23,5	39,15	5
			<b>F<sub>H</sub>=657,136</b>	–	<b>17,625</b>	<b>39,15</b>	<b>6,46</b>
			–	<b>F<sub>V</sub>=313,34</b>	<b>9,204</b>	<b>39,15</b>	<b>10,72</b>



**Figure.X.1:** Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure

$M_{R/XX}$ : moment renversant par rapport à l'axe XX

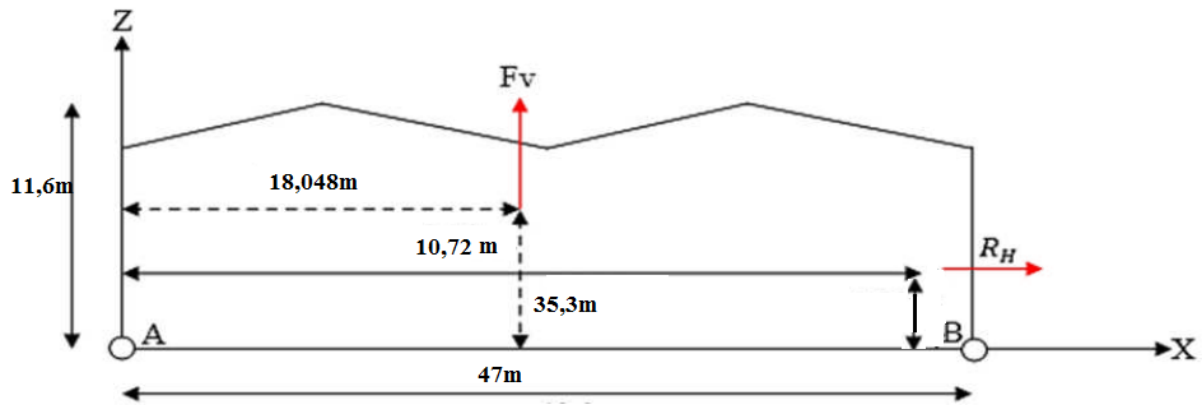
$M_{R/YY}$ : moment renversant par rapport à l'axe YY

$M_{R/XX}=25956,87$  KN.m

$M_{R/YY}=2883,98$  KN.m

**Tableau.X. 2 :** Vent(V1) surfaçade principale avec dépression Extérieur ( $C_{pi}=0,8$ )

Zone	$Q_i(N/m^2)$	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_v$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	783	0	0	0	39,15	5
E	-606,251	783	-474,69	0	47	39,15	5
F	-1488,043	27,115	0	-40,34	1,6	39,15	10,28
G	-1221,48	155,91	0	-190,44	1,6	39,15	10,28
H	-852,491	842,54	0	-289,41	7,66	39,15	11,22
I	-712,53	842,54	0	-600,33	14,16	39,15	10,41
J	-789,509	183,02	0	-144,49	22,6	39,15	11,45
$F_{fr}(toiture)$	-	-	4,250	-	0	39,15	10,8
$F_{fr}(paroi)$	-	-	5,756	-	23,5	39,15	5
			$F_H=-464,68$	-	35,3	39,15	6,46
			-	$F_v=-1265$	18,048	39,15	10,72



**Figure.X.1.1:** Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure

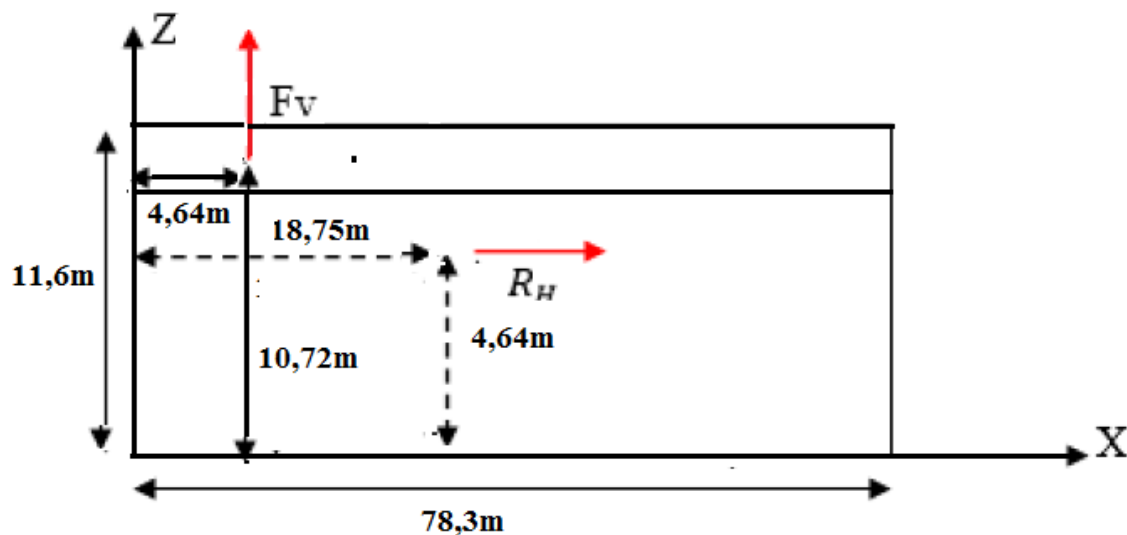
$M_{R/XX} = -18192,22 \text{ KN.m}$

$M_{R/YY} = -11643,06 \text{ KN.m}$

**Tableau.XI.3:** Vent (V2) sur la façade secondaire avec dépressions Intérieure ( $C_{pi} = -0,5$ )

Zone	$Q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$	S (m <sup>2</sup> )	$F_H \text{ (KN)}$	$F_V \text{ (KN)}$	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	716,479	507,6	363,68	0	0	23,5	5
E	110,228	507,6	55,95	0	78,3	23,5	5
F	-661,635	27,115	0	-17,92	1,16	23,5	10,14
G	-508,95	82,747	0	-42,11	1,16	23,5	10,14
H	-114,514	439,44	0	-50,32	6,96	23,5	10,85
$F_{fr}(\text{toiture})$	-	-	104,97	-	0	23,5	10,8
$F_{fr}(\text{paroi})$	-	-	9,58	-	23,5	23,5	5
			$F_H = 534,18$	-	18,75	23,5	6,46
			-	$F_V = -110,35$	4,64	23,5	10,72





**Figure .X2.1:** Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec dépression intérieure

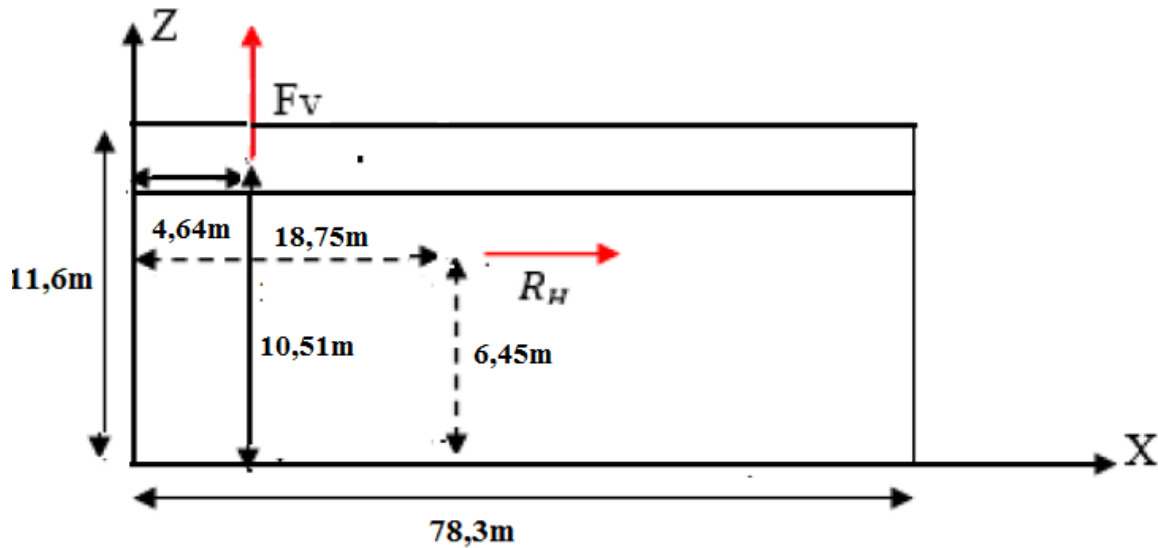
Calcul de  $M_R$ :

$$M_{R/XX} = -12553,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/YY} = -512,024 \text{ KN.m}$$

**Tableau X. 4 :** Vent(V2) sur la façade secondaire avec dépressions extérieure ( $C_{pi} = +0,8$ )

Zone	$Q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	507,6	0	0	0	23,5	5
E	-606,251	507,6	-307,73	0	78,3	23,5	5
F	-1488,679	27,115	0	-40,36	1,16	23,5	10,14
G	-1335,994	82,747	0	-110,54	1,16	23,5	10,14
H	-941,558	439,44	0	-413,75	6,96	23,5	10,85
I	-827,044	1747,2	0	-1445,01	44,95	23,5	10,91
$F_{fr}(\text{toiture})$	-	-	104,97	-	0	23,5	10,8
$F_{fr}(\text{paroi})$	-	-	9,58	-	23,5	23,5	5
			$F_H = -193,18$	-	18,75	23,5	6,45
			-	$F_V = -2009,6$	4,64	23,5	10,51



**Figure.X.2-2:** Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec dépression extérieure

Calcul de  $M_R$ :

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G$$

$$M_{R/xx} = -4539,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = -9324,822 \text{ KN.m}$$

**XI.2 Cas du séisme**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol- fondation.

Réaction à la base :

**Tableau .XI.5. :** Réaction à la base due aux effets sismiques

Le mode	Force			Moment		
	Fx(KN)	Fy(KN)	Fz(KN)	Mxx(KN.m)	Myy(KN.m)	Mzz(KN.m)
CQC	16243,04	643,28	3118,28	17,6	3340,92	593,56

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G$$

$$M_{R/xx} = -35285,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = -18595,92 \text{ KN.m}$$

**XI.3. Calcul des moments résistant (stabilisateurs)**

Poids de la structure : D'après le modèle ROBOT BAT version 2013 sous Gseul

$$P_T = 4400,09 \text{ KN}$$

$P_T = 4400,09 \text{ KN}$  (chapitre de l'étude sismique)

1) Moment résistant

$$M_{St} / xx = \sum P_i \times Y_i$$

$$M_{St} / yy = \sum P_i \times X_i$$

$$M_{st/xx} = P_T \times Y_G$$

$$M_{st/yy} = P_T \times X_G$$

**Tableau.XI.6 :** Vérifications au renversement de la structure

	C <sub>pi</sub>	M <sub>R</sub> (KN.m)		M <sub>St</sub> (KN.m)		Rapport M <sub>st</sub> /1,5M <sub>r</sub>		
		/xx	/yy	/xx	/yy	/xx	/yy	
Cas de vent	Vent(V1) sur Lang-pan	-0,5	25956,87	2883,98	103402,11	172263,52	26,54	39,82
		0,8	-18192,22	-11643,06			3,37	9,86
	Vent (V2) sur pignon	-0,5	-12553,23	-512,024			5,49	22,34
		0,8	-4539,73	-9324,822			15,18	12,31
Cas du séisme			-35285,18	-18595,92	0,8.M <sub>st</sub>	0,8.M <sub>st</sub>	2,34	7,41
					82721,68	137810,81		

$$M_{st/xx} = 4400,09 \times 23,5 = 103402,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/yy} = 4400,09 \times 39,15 = 172263,52 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{st}}{M_r} > 2 \quad \text{Donc pas de risque de renversement d'ensemble}$$

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

## **Conclusion Générale**

**Conclusion générale**

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche.

Nous avons vu dans ce projet une structure légère, et nous avons connus l'effet des conditions aux limites et leurs influences sur la stabilité des éléments et d'ensembles. Dans ce cas, nous avons pu connaître les actions les plus extrême à prendre au sérieux, qui sont l'action du vent qui est le cas défavorable sur le portique, et l'effort sismique qui est très important au niveau des palées de stabilité, ce qui a engendrés des effets d'arrachement assez important au niveaux de fondations.

La bonne maitrise des codes de calcul et les logiciels comme Robot structural analysis sont très important pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.

Notons enfin, que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, et nous espérons que ce modeste travail sera un bon guide pour les futures promotions.

# ANNEXE

## **Annexe1 :** *Tableau des armatures*

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre (mm)

<b>(mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**Annexe2 :** Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\lambda$

Coefficients de réduction				
$\lambda$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

### Annexe3 : Caractéristiques des profils

	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>i</sub>	d	p <sub>min</sub>	p <sub>max</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
							x10 <sup>2</sup>						
IPE 80A•/* www.,geniecivil.org(hichem)	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	0,325	64,90
	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	0,328	54,64
IPEA100•/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	####	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	0,400	49,33
IPEA120•	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	0,475	45,82
IPEA140•	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	0,551	42,70
IPEA160•	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	0,623	39,47
IPEA180•	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	48	48	0,698	37,13
IPE O180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	50	50	0,705	33,12
IPEA200•	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	54	58	0,768	34,36
IPE O200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	56	60	0,779	31,05
IPEA220•	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	60	62	0,848	32,36
IPE O220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	58	66	0,858	29,24
IPEA240•	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	66	68	0,922	30,02
IPE O240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	66	70	0,932	27,17
IPEA270•	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	72	72	1,041	28,86
IPE O270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	72	72	1,051	24,88
IPEA300•	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	72	86	1,160	27,46
IPE O300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	74	88	1,174	23,81
IPEA330•	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	78	96	1,254	25,52
IPE O330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	80	98	1,268	22,24
IPEA360•	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	88	88	1,353	23,70
IPE O360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	90	90	1,367	20,69
IPEA400•	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	96	98	1,467	22,12
IPE O400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	96	100	1,481	19,57
IPEA450•	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	100	102	1,605	20,69
IPE O450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	102	104	1,622	17,56
IPEA500•	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	102	112	1,744	19,23
IPE O500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	104	114	1,760	16,40
IPEA550•	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	110	122	1,877	17,78
IPE O550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	110	122	1,893	15,45



	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el.y</sub>	W <sub>pl.y</sub>	i <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el.z</sub>	W <sub>pl.z</sub>	i <sub>z</sub>	s <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>9</sup>
IPE 80A	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPEA100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPEA120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPEA140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPEA160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPEA180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPEA200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPEA220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79
IPEA240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPEA270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPEA300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPEA330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPEA360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPEA400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPEA450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6
IPEA500	79,4	42930	1728	1946	20,61	50,41	1939	193,9	301,6	4,38	62,00	62,78	1125
IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249
IPE O500	107	57780	2284	2613	20,56	70,21	2622	259,6	408,5	4,38	74,60	143,5	1548
IPEA550	92,1	59980	2193	2475	22,61	60,30	2432	231,6	361,5	4,55	68,52	86,53	1710
IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884
IPE O550	123	79160	2847	3263	22,52	82,69	3224	304,2	480,5	4,55	81,22	187,5	2302

	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>j</sub>	d	Ø	P <sub>min</sub>	P <sub>max</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm		mm	mm
							x10 <sup>2</sup>					
HE 100AA•	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M10	54	58
HE 100A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M10	54	58
HE 100B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M10	56	58
HE 100M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M10	62	64
HE 120AA•	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M12	58	68
HE 120A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M12	58	68
HE 120B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M12	60	68
HE 120M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M12	66	74
HE 140AA•	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M16	64	76
HE 140A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M16	64	76
HE 140B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M16	66	76
HE 140M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M16	72	82
HE 160AA•	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M20	76	84
HE 160A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M20	78	84
HE 160B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M20	80	84
HE 160M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M20	86	90
HE 180AA•	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M24	84	92
HE 180A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M24	86	92
HE 180B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M24	88	92
HE 180M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M24	94	98
HE 200AA•	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M27	96	100
HE 200A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M27	98	100
HE 200B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M27	100	100
HE 200M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M27	106	106
HE 220AA•	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M27	98	118
HE 220A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M27	98	118
HE 220B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M27	100	118
HE 220M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M27	108	124
HE 240AA•	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M27	104	138
HE 240A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M27	104	138
HE 240B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M27	108	138
HE 240M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M27	116	146
HE 260AA•	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M27	110	158
HE 260A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M27	110	158
HE 260B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M27	114	158
HE 260M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M27	122	166
HE 280AA•	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M27	110	178
HE 280A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M27	112	178
HE 280B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M27	114	178
HE 280M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M27	122	186
HE 300AA•	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M27	116	198
HE 300A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M27	118	198
HE 300B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M27	120	198
HE 300M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M27	132	208
HE 320AA•	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M27	118	198
HE 320A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M27	118	198

	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el.y</sub>	W <sub>pl.y</sub>	i <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el.z</sub>	W <sub>pl.z</sub>	i <sub>z</sub>	s <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>9</sup>
HE 100AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68
HE 100A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HE 100B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38
HE 100M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93
HE 120AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24
HE 120A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HE 120B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41
HE 120M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79
HE 140AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21
HE 140A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HE 140B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48
HE 140M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33
HE 160AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75
HE 160A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1
HE 180AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36
HE 180A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HE 180B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75
HE 180M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3
HE 200AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49
HE 200A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0
HE 200B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1
HE 200M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3
HE 220AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6
HE 220A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3
HE 220B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4
HE 220M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7
HE 240AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6
HE 240A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5
HE 240B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9
HE 240M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152
HE 260AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6
HE 260A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4
HE 260B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7
HE 260M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728
HE 280AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1
HE 280A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4
HE 280B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130
HE 280M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520
HE 300AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2
HE 300A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200
HE 300B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688
HE 300M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386
HE 320AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041
HE 320A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512

	G	h=b	t	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	A	Z <sub>s</sub> =y <sub>s</sub>	v	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
						x10 <sup>2</sup>	x10	x10	x10	x10		
L20x 20x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L25x 25x3x/-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L25x 25x4x/-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L30x 30x3x/-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L30x 30x4x/-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L35x 35x4x/-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L40x 40x4x/-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L40x 40x5x/-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L45x 45x 4,5x/-	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L50x 50x4x/-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L50x 50x5x/-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L50x 50x6x/-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L60x 60x5x/-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L60x 60x6x/-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L60x 60x8x/-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L65x 65x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L70x 70x 6-	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L70x 70x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L75x 75x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L75x 75x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L80x 80x 8-	9,63	80	8	10	5	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L80x 80x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L90x 90x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L90x 90x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L90x 90x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L90x 90x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L100x 100x 8*-/	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L100x 100x 10*-/	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L100x 100x 12*-/	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L110x 110x 10*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L110x 110x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L120x 120x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L120x 120x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L120x 120x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L120x 120x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L120x 120x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L130x 130x 12-*	23,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L150x 150x 10-/+	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	$I_u$	$i_u$	$I_v$	$i_v$	$I_{yz}$
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>
L20x 20x3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23
L25x 25x3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47
L25x 25x4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59
L30x 30x3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83
L30x 30x4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05
L35x 35x4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73
L40x 40x4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L40x 40x5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L45x 45x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20
L50x 50x4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28
L50x 50x5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45
L50x 50x6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L60x 60x5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41
L60x 60x6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41
L60x 60x8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04
L65x 65x7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65
L70x 70x6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73
L70x 70x7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90
L75x 75x6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83
L75x 75x8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62
L80x 80x8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,53
L80x 80x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,23	1,55	-51,27
L90x 90x7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,02	1,76	-54,53
L90x 90x8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,87	1,76	-61,51
L90x 90x9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,63	1,75	-68,20
L90x 90x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,32	1,75	-74,60
L100x 100x8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,47	1,96	-85,37
L100x 100x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,65	1,95	-104,0
L100x 100x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	328,0	3,80	85,42	1,94	-121,3
L110x 110x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,72	2,15	-140,3
L110x 110x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,3	4,20	115,0	2,14	-164,1
L120x 120x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L120x 120x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L120x 120x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,0	2,34	-216,6
L120x 120x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8
L120x 120x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L130x 130x 12	23,6	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,5
L150x 150x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,0	2,96	-368,0